



TITLE:

まさ土のような風化砂質土の工学的性質とそれによる盛土地盤の築造に関する基礎的研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

福田, 護

CITATION:

福田, 護. まさ土のような風化砂質土の工学的性質とそれによる盛土地盤の築造に関する基礎的研究. 京都大学, 1981, 工学博士

ISSUE DATE:

1981-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r4330>

RIGHT:

まさ土のような風化砂質土の工学的性質と
それによる盛土地盤の築造に関する基礎的研究

昭和55年1月

福田 護

**まさ土のような風化砂質土の工学的性質と
それによる盛土地盤の築造に関する基礎的研究**

昭和55年 1 月

福 田 護

序

昭和35年頃に始まったわが国の高度経済成長に伴う産業の発展と、それによる都市の過密化は、必然的に新たな土地の需要を促した。このような事情から昭和30年代の後半には大々的な埋立地盤の造成が行われたが、それにも限界が見えはじめ、昭和40年代に入り都市周辺部の丘陵・山岳地帯における大規模な土地の造成が盛んに行われ現在に至っている。

京都大学教授松尾新一郎博士は、昭和30年代の初頭にこのような事態の到来を予期され、関西地方の丘陵・山岳地帯に広く分布する花こう岩の風化残積土であるまさ土を始めとし、各種風化残積土に関する研究の必要性を説かれた。そして昭和34年には土質工学会関西支部、同41年には土質工学会調査部にまさ土に関する研究委員会が設立され、多くの成果をおさめるに至っている。著者は両委員会の発足当初からメンバーの一員に推せんされ、恵まれた研究活動の機会を与えられた。本論文は、著者がその間に行ったまさ土のような風化砂質土の工学的特性に関する研究成果と、さらにそれに立脚した盛土地盤の築造に関する基本的な一連の研究結果をまとめたもので、内容は2つに大別されている。

すなわち、前半**第1章～第7章**では主としてこの種の土の工学的特性について論じたものであり、**第1章**は緒論として、本論文の意義ならびに従来の研究と問題点などを明らかにし、**第2章**、**第3章**においてはこの種の土の基本的性質ならびに従来の試験法による突固め、CBRおよび透水特性について述べ、**第4章**、**第5章**では載荷ならびに浸水による圧縮変形特性を明らかにし、そして**第6章**、**第7章**においては不飽和土ならびに不飽和土の浸水に伴うせん断特性について種々の検討結果を示している。後半**第8章～第13章**は、盛土地盤の沈下、斜面安定ならびに擁壁土圧に関する解析の問題を主として扱っており、**第8章**では締固められた盛土地盤の性状について述べ、**第9章**においては構造物の構築による不飽和な状態の盛土地盤の沈下解析法を示し、**第10章**においては浸水に伴う盛土地盤の沈下解析法を述べ、

第11章では堅固な地盤上に築造される不飽和状態の盛土斜面の安定解析法を示し、**第12章**では新設盛土斜面の浸透地下水面の上昇中における水面付近をすべり面とした安定解析法について述べ、**第13章**においては擁壁に加わる土圧の解析法を示し、そして**結論**として本研究で得られた成果をまとめて示している。

目 次

序

第1章 緒 論	1
参考文献	7
第2章 風化砂質土の基本的性質	9
2.1 概 説	9
2.2 自然含水比, pHおよび強熱減量	9
2.3 粒度分布および分類	10
2.4 コンシステンシー	11
2.5 結 論	12
参考文献	12
第3章 風化砂質土の突固め, CBRならびに透水特性	14
3.1 概 説	14
3.2 突固め特性	14
3.3 CBR特性	16
3.4 透 水 特 性	17
3.5 結 論	19
参考文献	21
第4章 風化砂質土の載荷による圧縮特性	22
4.1 概 説	22
4.2 試料, 実験装置および方法	22
4.3 実験結果および考察	23

4.4 結 論	26
参考文献	28
第5章 風化砂質土の浸水に伴う圧縮特性	29
5.1 概 説	29
5.2 試料, 実験装置および方法	29
5.3 実験結果とその考察	30
5.4 結 論	38
参考文献	39
第6章 風化砂質土の不飽和状態におけるせん断特性	40
6.1 概 説	40
6.2 試料, 実験装置および方法	40
6.3 実験結果とその考察	41
6.4 結 論	44
参考文献	45
第7章 風化砂質土の浸水に伴うせん断特性	46
7.1 概 説	46
7.2 試料, 実験装置および方法	46
7.3 実験結果とその考察	49
7.4 結 論	56
参考文献	57
第8章 盛土地盤の性状	58
参考文献	61

第9章 構造物の構築による盛土地盤の沈下解析	62
9.1 概 説	62
9.2 解 析 法	62
9.3 解 析 例	65
9.4 結 論	71
参考文献	72
第10章 浸水に伴う盛土地盤の沈下解析	73
10.1 概 説	73
10.2 解 析 法	73
10.3 解 析 例	76
10.4 結 論	79
参考文献	80
第11章 堅固な地盤上に築造される盛土斜面の安定解析	81
11.1 概 説	81
11.2 解 析 法	81
11.3 解 析 例	82
11.4 結 論	86
参考文献	88
第12章 浸水に伴う盛土斜面の安定解析	89
12.1 概 説	89
12.2 解 析 法	90
12.3 解 析 例	92
12.4 結 論	96
参考文献	97

第13章 擁壁に加わる土圧解析	98
13.1 概 説.....	98
13.2 解析法.....	98
13.3 解析例.....	102
13.4 結 論.....	110
参考文献.....	111
 結 論	112
謝 辞	116
記 号	117
付 録	119
資 料	137

第1章 緒 論

本論文でいうまさ土のような風化砂質土とは、花こう岩、せん緑岩および流紋岩系・安山岩系岩石の風化残積土のことである。なかには、シルト以下の細粒分が20%以上のものもあるが比較的少なく、大部分のものは日本統一分類法によるとシルト混り砂（S—M）に属する。風化砂質土と題しているように、 74μ 以下の細粒子を20%以上も含むものはここでは取扱わない。上述の母岩のうち火山岩の風化残積土には、その生成環境から火山灰質の鉱物を含有するものもあるので系を付し、流紋岩系風化砂質土ならびに安山岩系風化砂質土と呼ぶことにした。

母岩が風化しその場所に残留しているこの種の風化砂質土と水によって選別運搬されたい積した一般砂（沖積砂）の両者の工学的性質には差異があり、風化砂質土の最も大きな特徴は粒度分布と鉱物組成の変化が大きいことで、このことから例えば、粗粒土であってもある場合には粘性土のような挙動を示す。これらの風化砂質土は、花こう岩風化土（まさ土）をはじめとして全国的に広く分布し、特に関西・中国地域に多くみられる。

立地条件が複雑でかつ丘陵・山岳部にあるこの種の土の地帯において、ひっばくした土地事情から大規模な土地造成工事がなされるにつれ種々の問題が提起されるようになった。とりわけ盛土地盤を扱う場合、従来の手法ではその安定性ならびに経済性の検討を確実に行うことは困難であり、より实际的な算定法を必要としているのが現状である。そこで本文では、この種の土による盛土地盤の安定性に関して、基本的かつ実用的な検討法について述べることにする。

さて盛土地盤は、その上に建設される構造物を十分に支持し、過大な沈下や斜面の異状を示すことなく、その機能を果さなければならない。本研究はこの種の土の工学的特性を明らかにし、つづいてそれに基き地盤ならびに斜面の安定性と壁体に加わる土圧について追求したもので、内容を2つの部分に大別している。すなわち、前半（第1章～第7章）はこの種の土の工学的性質の問題を扱っており、後半（第8章～第13章）は盛土地盤の沈下、斜面安定および擁壁土圧の問題を主な論点としている。

ところで盛土地盤は乱された地山の土を動かして人為的に締固められる。土の締固めはプレロード（先行圧）を土に与え、将来受ける外力に対し安全性を確保することにある。土を締固める手段には、衝撃荷重や振動荷重による動的な方法、ブルドーザー、平滑ローラー、タイヤローラー、そして水締めのような静的に近い方法、さらには脚付きドラムで転圧を行うシープスフットローラーのような上記2者の中間的な方法がある。盛土地盤の締固めは上述のうち、ブルドーザー、平滑ローラー、タイヤローラーなどによる静的に近い方法で行っているのが現状のようである。過去20数年来土の締固め度を判定する方法として、わが国においては標準突固め試験法と呼ばれる試験（JIS A 1210）が採用されている。これは松尾¹⁾（1977）が指摘しているように、標準という語が付いているのでこの試験法がどんな締固めの場合でもまかり通り、オールマイティのような印象を与えている。この試験法は40数年も前、プロクター²⁾（Proctor, 1933）が当時アースダムの建設に際し、シープスフットローラーと似た締固め効果を示す施工管理の目安として考案したものである。したがって、シープスフットローラーによる土の締固めを想定した突固め試験結果を、上記のように静的に近い状態で締固められる盛土地盤の施工管理に適用するには問題があり、種々批判のあるところである³⁾⁴⁾ともあれ、土は締固められることによってプレストレスをうけ、過圧密状態となり強固になる。松尾⁵⁾（1958）はすでに約20年も前、不飽和土に関しても飽和粘性土と同様、その応力履歴の重要性を指摘し、それによる粒子構造の変化が土のその後の挙動に本質的な影響を与えると説き、締固め土の問題を本質的にとらえているのはまことに卓見である。

上述のように、締固められた土はプレストレスをうけたものであるから、当然先行圧を受けていることになる。盛土地盤についてみると、山口⁶⁾（1973）も指摘しているように、土は転圧時荷重圧を受け過圧密状態となり、つづく荷重の増加に伴って盛土地盤の下部から逐次正規圧密状態を示す部分が出てくる。したがって、転圧時の荷重圧は土中の鉛直圧よりも大となる部分では先行圧を意味することになる。飽和粘土について先行圧の存在を見出したのはカサグランデ⁷⁾（Casagrande, 1936）で、乱されない試料の圧縮曲線からこの圧力が地質学的な経歴を表わす重要な指数となることを指摘した。つづいて、ボシュレフ⁸⁾（Hvorslev, 1937）は飽和粘土につ

いて、先行圧を加えた後それよりも小さい圧力のもとでせん断試験を行うと、それと同じ圧力で行った正規圧密状態のせん断強度よりも大きな値になることを明らかにし、応力履歴の重要性を示した。締固め土についてその土の受けた先行圧をとり、土の力学的特性を考えるべきであるとの指摘が伊勢田⁹⁾ (1971) によってなされている。また、締固め土の先行圧縮圧を求めるための室内試験が、ブキヤナン¹⁰⁾ (Buchanan, 1942)、伊勢田⁹⁾ (1971)、太田¹¹⁾ (1975) によってなされている。沢田¹²⁾ (1964) は現場から供試体を採取し、三軸圧縮試験から先行圧を見出そうとし、伊勢田¹³⁾ (1972) は現場から直接その先行圧縮圧を求め、その値でもって盛土の締固め管理を試みようとした。しかしながら盛土地盤の築造に際して、先行圧縮圧と地盤の圧縮特性ならびにせん断特性を理論的に組合せ、その実用化を得るまでには至っていない。

このように盛土地盤は人為的に盛立てられるものであるゆえ、締固め次第、つまり先行圧の程度次第で圧縮性の異なる地盤が造成されることになる。沖積土を材料とした盛土地盤では、盛土部を貫いてくいを設け構造物を支持させるのが普通であるが、この種の土の盛土地盤では岩塊を含む場合が多いためくいの打設が困難で、構造物の基礎型式は直接基礎とせざるをえない場合が少なくない。したがって、直接基礎とした構造物をこのような盛土地盤に構築するに際しては、その沈下量を予測する必要がある。従来、砂質土地盤に関する沈下量の算定法として、ドベール¹⁴⁾ (De Beer, 1948)、テルツアギー〜ペック¹⁵⁾ (Terzaghi~Peck, 1968)、シュメートマン¹⁶⁾ (Schmertmann, 1970) の式があるが、これらはいずれも沖積砂の自然地盤を対象としているものと思われる。これに対し本文で提示する方法は、盛土地盤の締固め圧、造成完了後の土かぶり圧、つまり造成地盤の応力履歴に着目し、築造前にも載荷による地盤の沈下量を予測できるところに特徴がある。

またこのような盛土地盤は、浸水を受けるとしばしば特異な沈下を生じる。なかでも、V字谷を埋めた盛土地盤は、本来の谷筋の地形・地質状態から、水の供給をきわめて受けやすい条件下にある。特に高盛土地盤で、埋設物が布設され家屋や構造物が構築された後の浸水による沈下はその量が多いことから与える被害も甚大で、社会問題になる場合も少なくない。このような沈下は、造成完了後の雨期

に生じるのが通常である。低盛土地盤における沈下は比較的短期で終了するが、高盛土地盤のそれは長期にわたる場合もある。ある高盛土地盤ではその沈下が数年にも及んだ。これは、地盤の破碎帯からの断続的な湧水がもとの谷筋にたまり、その水面が昇降を繰り返しながら地表面近くまで徐々に上昇し、締固め不足の土の構造を変化させたことによるものと考えられる。このような構造の変化による沈下は、ソ連・東欧に広く分布するレス (loess) でもみられ、一般にコラプス沈下 (Collapse Settlement) と呼ばれている。この現象は、レスの自然地盤に水路・ダムなどの水工構造物を布設あるいは構築した場合にしばしば生じ^{17) 18)} その解決策がレス地盤の重要課題とされている。この種の沈下は、水の供給による土粒子の接触力の低下、土粒子群の相対的な移動、再配列によって生じた体積変化の結果であるといえよう。しかし、レスの研究では主に自然地盤の沈下を対象としているのに対し、ここで扱うのは人工的に造成された盛土地盤の沈下である。つまり、前者はある意味で宿命的なものといえるが、後者は締固め不足、すなわち設計・施工上の不備によるものと考えざるをえない。この際の土の構造を拡大すると図 1・1 のように表現されよう。便宜的に土粒子間の接触力を接面に対し、垂直力 N と水平力 T に分け、二粒子間の状態を図 1・2 のように表わす。浸水前は図 1・2 (a) のように、接面において上方からの垂直力と下方からの反力、せん断力とせん断抵抗力がそれぞれ等しく、粒子は平衡の状態にある。粒子間のせん断抵抗力の要素としては、メニスカスによる吸着力、粘着力および摩擦力などが考えられる。このような状態の土が、浸水を受けるとメニスカスが消失し、粒子間の粘着力および摩擦力も同時に低下するので、図 1・2 (b) のようにせん断力よりも小さくなり、土粒子はすべりや転がりを生じる。すなわち、高位の構造から低位の構造¹⁹⁾ へと変化し、体積の減少を伴うことになる²⁰⁾ この構造の変化を “Structural Collapse” と呼んでいる²¹⁾ いずれにしても、この種の沈下は載荷の場合と同様、造成地盤の受けた応力の履歴に支配されることになる。

ところで、盛土斜面の安定性を論じるに際しても、この種の土の強度が応力履歴に左右されることから、締固め時の応力状態と盛土完成後の応力状態の両者を考慮

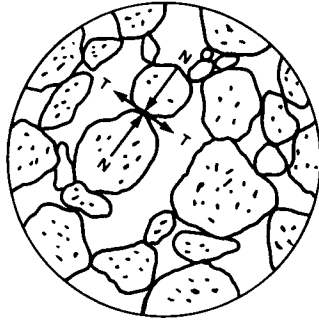


図1・1 土粒子の力伝達図

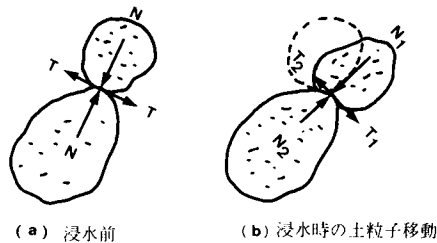


図1・2 二粒子の拡大図

する必要がある。このような築造斜面が浸水を受けると、周知のとおり、しばしば崩壊を生じ、ときには重大な被害をもたらす。盛土内への水の浸水過程は種々で、その崩壊の形態も多様である。このうち新設盛土斜面では、浸透地下水面付近をすべり面とする崩壊が齊藤²²⁾ (1962) によって指摘され、また佐々²³⁾ (1972) もモデル実験から同様の崩壊を観測している。これは浸水を受けることによって土粒子表面または土の構造に何らかの変化を生じ、土のせん断抵抗が減少することによるものである。特に締固め不足で土の構造が高位にあると、さきに述べたとおり、浸水時土粒子は容易に移動し、粒子が安定した状態になるまでの間、土のせん断抵抗は著しく低下する。つまり、地下水面付近をすべり面とする崩壊は、この現象が上昇中の水面付近で瞬時に発生し、同時にその間、土のせん断抵抗が著しく小さく

なることによるものである。そこで、浸水に伴う土のせん断抵抗の低下量を測定するための試験機を開発した。そして、この試験機によって得られた結果を用い、地下水面の上昇過程に生じる盛土斜面の地下水面付近をすべり面とする崩壊や擁壁の浸水時に加わる土圧に関しての解析法についても言及する。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎(1977): 土質工学入門, 土質工学会, p.8.
- 2) R. R. Proctor(1933): Four Articles on the Design and Construction of Rolled-Earth Dams, Engineering News Record, Vol. 111, pp.245~248, 286~289, 348~351, 372~376.
- 3) 河上房義・柳澤栄司(1975): 土の締固め, 鹿島出版, p.16.
- 4) 久野悟郎・米倉亮三(1978): 盛る技術, 土木学会誌, Vol.63, No.3, pp.16~17.
- 5) 松尾新一郎(1958): 斜面安定の問題, 土と基礎, Vol.6, No.2, pp.2~3
- 6) 山口柏樹(1973): 土質力学の現状と将来への展望, 土と基礎, Vol.21, No.11, p.3
- 7) A. Casagrande(1936): The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance, Proc. 1st Int. Conf. on S.M.F.E., Vol.3, p.60.
- 8) G.P.チエボタリオフ, 石井靖丸訳(1951): チエボタリオフの土質工学, 上巻, 技報堂, p.163.
- 9) 伊勢田哲也・水野正憲(1971): 締固めた土の圧縮性状に関する研究, 土木学会論文報告集, No.188, p.45.
- 10) S. J. Buchanan(1942): Soil Compaction, Proc. 5th Texas Conf. on S.M.F.E., Part II.
- 11) 太田秀樹・日浦喜章(1975): 締固め土のみかけ先行圧密荷重について, 土木学会第30回年次学術講演会概要集, 第3部, pp.65~66.
- 12) 沢田健吉(1964): 車輪の走行により土中に生じる応力, 土と基礎, Vol.12, No.12, pp.9~15.
- 13) 伊勢田哲也・座親勝喜・田中俊彦(1972): 圧縮降伏応力値を利用した土の締固め管理について, 土木学会第27回年次学術講演会概要集, 第3部, pp.439~440.
- 14) E. De Beer(1948): Settlement Records on Bridges Founded on Sand, Proc., 2nd Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. II, p.111.

- 15) K. Terzaghi and R. B. Peck (1968) : Soil mechanics in Engineering Practice, John Wiley, p.491.
- 16) J. H. Schmertmann (1970) : Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, Proc. A. S. C. E., Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, SM3, pp.1011 ~1043.
- 17) W. G. Holt and J. W. Hilf (1961) : Settlement of Soil Foundations due to Saturation, Proc., 5th Int. Conf. on S. M. F. E., Vol. 1, pp.673~679.
- 18) R. J. Balley, I. P. Antoneeu, S. V. Andrei, A. Dron and D. Popescu (1973) : Hydrotechnical Structures on Loessial Collapsible Soils, Proc., 8th Int. on S. M. F. E., Vol. 2, pp.17~22.
- 19) 土質工学会編(1965) : 土質工学ハンドブック, 技報堂, p.135.
- 20) 福田護・中沢重一(1977) : 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.2, pp.65~66.
- 21) A. Kézdi (1974) : Handbook of Soil Mechanics, Vol. 1, pp.241~244.
- 22) 齊藤迪孝(1962) : 盛土斜面の崩壊について, 土と基礎特集号, No.6, p.25.
- 23) 佐々恭二(1972) : 斜面安定解析一Ⅱ, 新砂防, No.90, p.8.

第2章 風化砂質土の基本的性質^{1) 2)}

2.1 概 説

風化砂質土を土構造物の材料として用いる場合、基礎的な資料として、土の基本的性質を把握しておくことはきわめて重要である。

母岩が風化しその場所に残留している風化砂質土と水によって運搬されたい積した一般砂（沖積砂）の両者には差異があり、特に粒度分布と鉱物組成の変化が大きいのが特徴的である。本章では、自然含水比、比重、粒度分布および分類、ならびに土の工学的性質に大きく関連していると考えられるコンシステンシー特性について述べることにする。

2.2 自然含水比・比重・pHおよび強熱減量

風化砂質土の地山における自然含水比 w_n は、風化の程度、地形、深さ、植生および水理・気象条件などによって異なろうが、代表的な測定例を表2・1に示す。この種の土の w_n の大小は、通常、後述の流動限界 w_{fl} が小さいほど w_n も小さい。 w_n の測定結果では、花こう岩風化砂質土では5～11%、せん緑岩・流紋岩系風化砂質土では12～18%、そして安山岩系風化砂質土では15～25%のことが多い。そして、風化砂質土の場合、一般砂（沖積砂）に比較すると、母岩中の比重の異なる鉱物粒子の結合が風化作用によってとかれたまま残存しているので、一粒一粒の粒子比重に差異はあろう。しかし、大部分の風化砂質土では粒子群の平均比重が2.60～2.70にあり、例にも示しているように通常の計算には $G_s=2.65$ を採用してもほとんど誤差はないものと思われる。また、浸出液のpHは4～6で酸性、そして土質工学会案による強熱減量は7.0%以下でこのうち花こう岩風化土がもつとも低い。

表 2・1 自然含水比、鉱物、比重、pH の試験結果例

風 化 土 名	花 こう 岩 風化砂質土	せ ん 緑 岩 風化砂質土	流 紋 岩 系 風化砂質土	安 山 岩 系 風化砂質土
試 料 名	生 駒 B	花屋敷 A	市之瀬 A	二 上 A
細粒分の 鉱物	石英・長石・ 雲母・カオリ ナイト	長石・カオリ ナイト・イラ イト・ハロイ サイト	石英・長石・ カオリナイト ・ハロイサイ ト・モンモリ ロナイト	カオリナイト ・ハロイサイ ト・モンモリ ロナイト
自然含水比 (%)	9.8	16.8	17.8	24.0
比 重	2.65	2.67	2.65	2.66
pH	5.4	4.4	5.3	5.7
強 熱 減 量 (%)	2.98	6.17	5.03	4.12

2.3 粒度分布および分類

風化砂質土の生成特性上、単一な土粒子とそれらが団粒化したものとの区別がつけにくいものも多く、さらにそれらは破碎されやすいため、試料の調整方法によって粒度試験の結果が変わってくる。そこで筆者は、気乾試料500gをビニール袋に入れ、1.5mの高さからコンクリートの床面へ30回落下させた状態の粒度をその基準とした³⁾。表 2・2 の各地から採取した土の粒度試験結果を図 2・1 に示す。この種の土は図のように、粗粒なものから細粒なものまで広い粒度分布を示し、均等係数 U_c の値は一般砂に比べ大である。風化砂質土を分類すると大部分のものは、日本統一分類法では (S—M) , 三角座標分類法によると砂, そして改訂 P R 法では A—1 ~ A—4 となる。

表 2・2 試料採取地一覧表

採 取 地	試 料 名	風 化 土 名
大東市竜間	生駒 A, B	花こう岩風化砂質土
神戸市東灘区渦ヶ森	六甲 B	同 上
大津市田ノ谷峠	比エィ A, B, C	同 上
三田市市之瀬	市之瀬 A, B	流紋岩系風化砂質土
川西市花屋敷	花屋敷 A, B	せん緑岩系風化砂質土
奈良県当麻町	二上 A	安山岩系風化砂質土

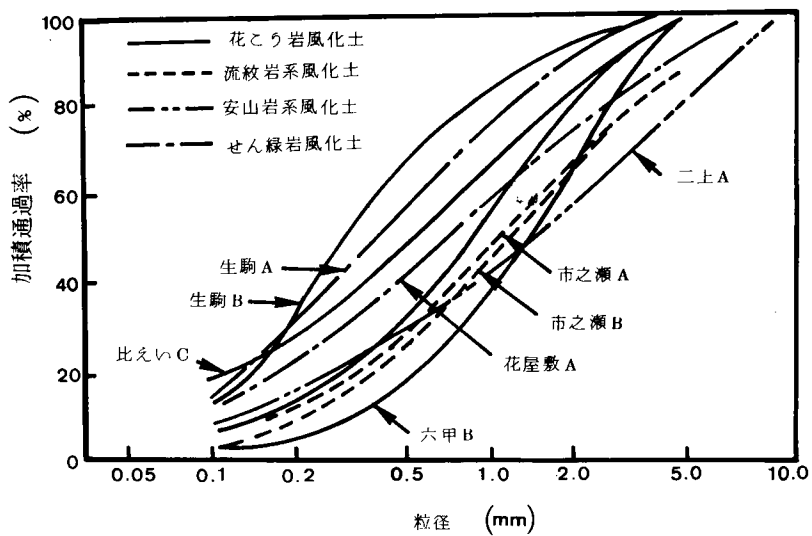


図 2・1 粒径加積曲線

2.4 コンシステンシー

コンシステンシー特性は、風化砂質土の工学的性質に大きく関連しているものと考えられる。しかしこの種の土の場合、従来の JIS A 1205・1206の試験法

による液性限界や塑性限界の測定法では必ずしも適当でなく、また適用できないことが多い。そこで筆者は、上端内径10cm、下端内径20cm、高さ30cmのコンクリート用スランプ試験器を利用する試験方法を採用した⁴⁾。試料は試験器内へ3層に分け、各層25回ずつ2.5kgの突固め棒を約10cmの高さから自由落下することによって突固める。そして、スランプ高さが便宜上3cmの含水比をもって流動限界 w_{fl} と呼ぶことにした。各種風化土の代表的な試験結果を表2・3に示す。表中 $w_{fl} (2.0\text{mm以下})$ は、2.0mm以上の粒子を除去したものである。これによるとこの種の土の w_{fl} は、鉱物組成、特に二次鉱物の質と量に影響されるものと考えられ、一般土のように必ずしも粒度に顕著な影響を受けない。このことは風化砂質の特徴ともいえる。

表2・3 流動限界の試験結果例

母 岩 名	試 料 名	流 動 限 界	
		w_{fl}	$w_{fl} (2.0\text{mm以下})$
花 こう 岩	生 駒 B	27.8 ^{*1}	24.7 ^{*2}
せ ん 緑 岩	花 屋 敷 A	28.7	33.9
流 紋 岩(系)	市 之 瀬 A	29.3	33.0
安 山 岩(系)	二 上 A	35.8	37.5

*1と*2は採取地に若干のずれがある。

2.5 結 論

本論文でいう風化砂質土は、一般砂（沖積砂）とは差異があり、粒子は角ばり粗粒なものから細粒なものまで広い粒度分布を示す。また、残積土のゆえに、長石、雲母などの風化物が粘土鉱物となって残留しているので、粗粒土であってもある場合には粘性土のような挙動を示す。したがって、この種の土のコンシステンシー特性を知ることは基本的に重要なことであり、それはスランプ試験器を利用する試験法によって定量的に把握することができる。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎・西田一彦・福田護(1972)：火成岩風化土の工学的性質について，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.579～582.
- 2) 福田護(1975)：火成岩系風化砂質土の工学的性質について，土と基礎，Vol. 23, No. 2，pp.13～14.
- 3) 土質工学会編(1969)：土質試験法，土質工学会，pp.523～524.
- 4) 福田護(1973)：マサ土のコンシステンシーと工学的性質について，第12回土質工学会シンポジウム論文集，pp.25～30.

第3章 風化砂質土の突固め、C B Rならびに透水特性^{1) 2)}

3.1 概 説

風化砂質土を構造物の材料として利用するに際し、現場の締固め度を判定する方法として、20数年来、JIS A 1210による突固め試験法が採用されてきた。第1章で述べたとおりこの方法は種々問題はあるが、現場における締固め程度を知る上の目安として貢献してきたのは事実である。そこで本章では、従来の突固め試験法による各種風化土の試験結果を示し、流動限界 w_{fl} との関係について述べる。加えて、この種の土が路盤材料としてよく利用されることから、C B R 試験の結果を示し、さらにはこの種の土の透水性について論述する。

3.2 突固め特性

各地から採取された風化砂質土を JIS A 1210によって試験を行った。試験は3法³⁾で、モールドは10cm径のものを使用し、試料中の2.0mm以上の粒子は除かず、乾燥法、非繰返し法を採用した。図3・1のように、土の種別によって差異が認められる。花こう岩風化土の場合、最大乾燥密度 γ_{dmax} は1.70～1.90g/cm³、最適含水比 w_{opt} は11～15%のものが大部分で、他に比べ密に締固まり w_{opt} は低い。流紋岩系風化砂質土の γ_{dmax} は1.50～1.70g/cm³そして w_{opt} は17～21%で、中位程度に締固まる土とみなすことができる。せん緑岩ならびに安山岩系風化土については試験資料が十分でないので断定はできないが、安山岩系風化砂質土の γ_{dmax} および w_{opt} は他に比べ高いようである。図3・2は γ_{dmax} と w_{fl} の関係を示す。これを見ると、 w_{fl} が大きいほど γ_{dmax} は比例的に小さくなることが分かる。

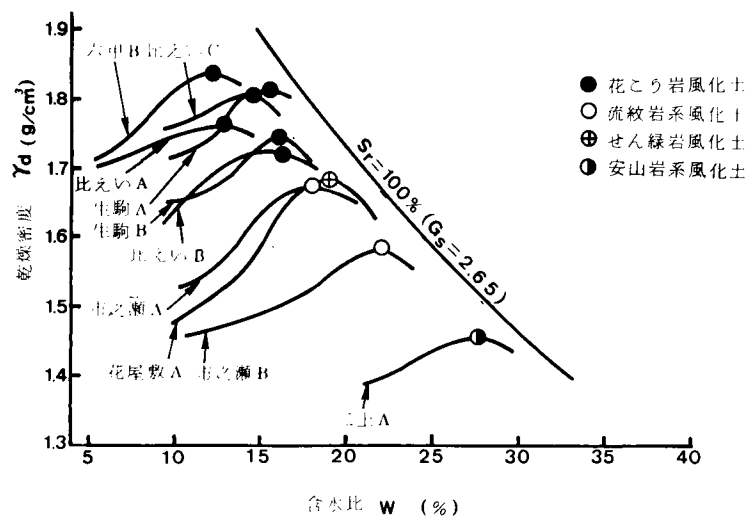


図3・1 JIS A 1210による風化砂質土の締固め曲線

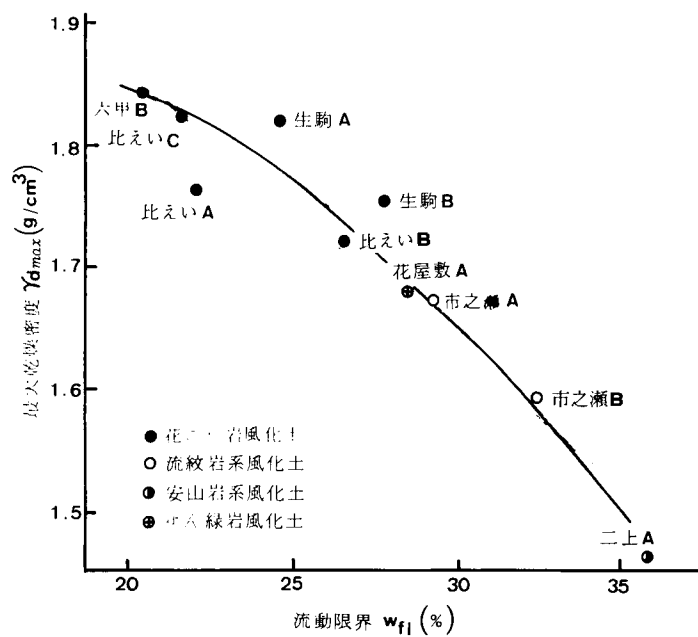


図3・2 最大乾燥密度と流動限界の関係

3.3 CBR特性

各風化土の JIS A 1211による非水浸および修正CBR試験結果を図3・3および表3・1に示す。結果を見ると、花こう岩風化土は他の土に比べきわめてよく締固まるにもかかわらず、両CBR値とも低い。これは、花こう岩風化土中の空洞化された長石および雲母類が高压に弱く、いわゆる選択性破碎⁴⁾と呼ばれる現象

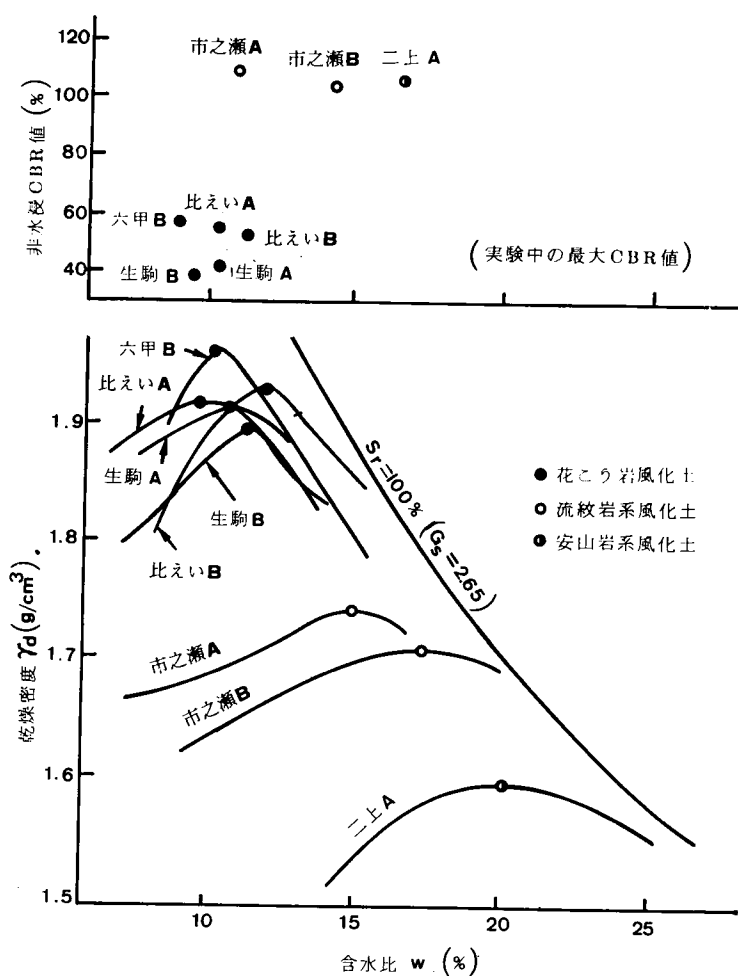


図3・3 突固め曲線と非水浸CBR値

表 3・1 修正 C B R 値

母 岩 名	試 料	修正 C B R 値 (%)
花 こう 岩	生 駒 B	17.0
流 紋 岩 (系)	市 之 瀬 A	28.0
	市 之 瀬 B	31.0
安 山 岩 (系)	二 上 A	28.0
せ ん 緑 岩	花 屋 敷 A	31.0

(最大乾燥密度の95%に対応する水浸CBR値)

表 3・2 JIS A 1211による膨張試験の結果

母 岩 名	試 料 名	膨 張 量 (%)
花 こう 岩	生 駒 B	0.500
流 紋 岩 (系)	市之瀬 A	0.008
	市之瀬 B	0.005
安 山 岩 (系)	二 上 A	0.265
せ ん 緑 岩	花屋敷 A	0.600

象に起因するものと考えられる。風化砂質土のうち、最も高い C B R 値を示すものは流紋岩系風化砂質土で、路床・路盤材として良質の土といえよう。安山岩系風化砂質土は比較的高い C B R 値を示しているが、1 試料のみで良質の路床・路盤材と確定化するのは早計のようである。なお、水浸 C B R 試験時に測定した膨張量を表 3・2 に示す。いずれにしてもこの種の土の膨張性は低い値を示している。

3.4 透 水 性

透水係数を測定するため図 3・4 に示す装置を製作した。各種風化砂質土を様々な間隙比に調整し、飽和状態にして試験した結果を図 3・5 に示す。透水係数 k と間隙比 e の関係を半対数紙上においてほぼ直線となる。そして、特に花こう岩風化土の場合、その直線の勾配は大である。またこの種の土は、締固めることによって e が小さくなるほど、透水性のかなり低い土になることが分かる。

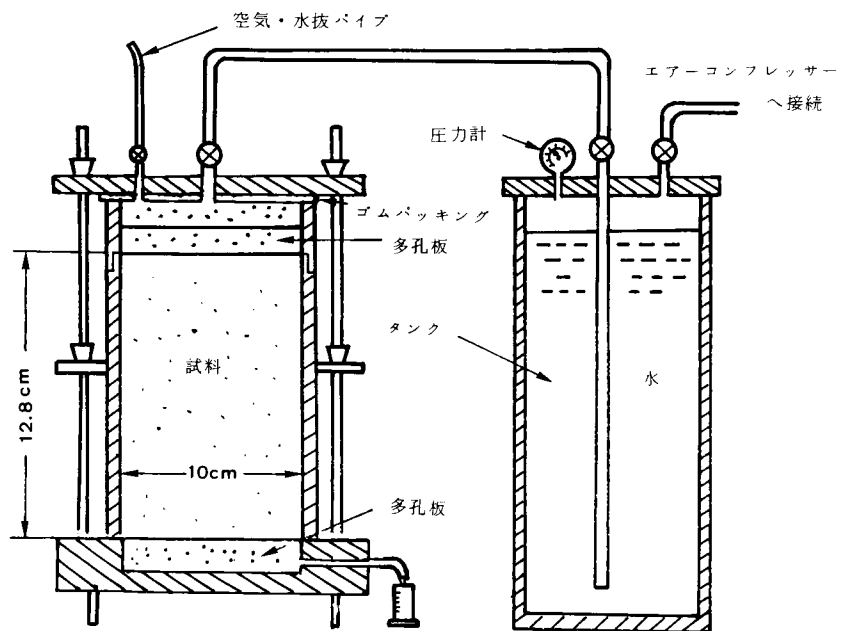


図3・4 透水係数測定装置

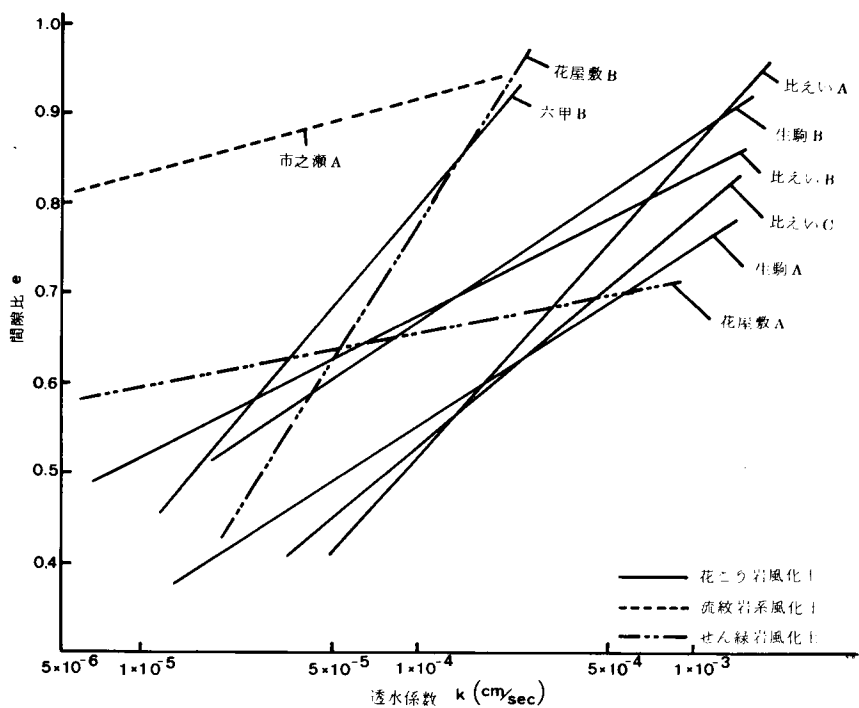


図3・5 間隙比と透水係数の関係

次に、風化砂質土のコン
 システンスーと雨水の浸透
 性に関する基礎的な関連性
 を知る手始めとして、図3
 ・6に示す装置を製作し実
 験を行った。C B R 試験用
 モールド（径15cm）で、所
 定の間隙比の供試体を作成
 し、降雨量は単位時間雨量
 のもっとも大きい場合を考
 え、60mm/hとした。そして、
 供試体表面に水がたまらな
 いように供試体表面にパイ
 プを取りつけ真空装置で排
 水した。図3・7に e を0.69に
 統一した3試料の浸透深さ
 と w_{fl} の関係を示す。この
 試験結果では、 w_{fl} が大き
 いほど浸透深さは小さくな
 ることを示した。

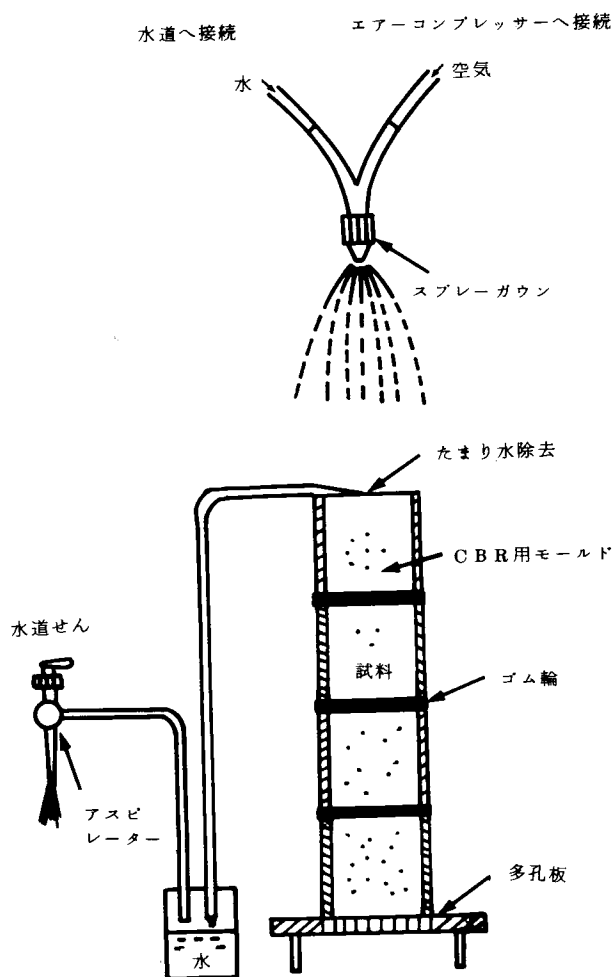


図3・6 浸透実験装置

3.5 結 論

JIS A 1210の突固め試験によると、花こう岩風化土はきわめてよく締固ま
 るが、他の3種の土（せん緑岩・流紋岩系・安山岩系風化土）は、中位程度の締固
 め性を有する土とみなすことができる。そしてこの中で、 w_{fl} の値が大きいほど γ_{dmax}
 は小となり、両者には相関関係のあることが判明した。JIS A 1211の試験に
 よると、花こう岩風化土のC B R値は他に比較して、その値が低い。これは、含有

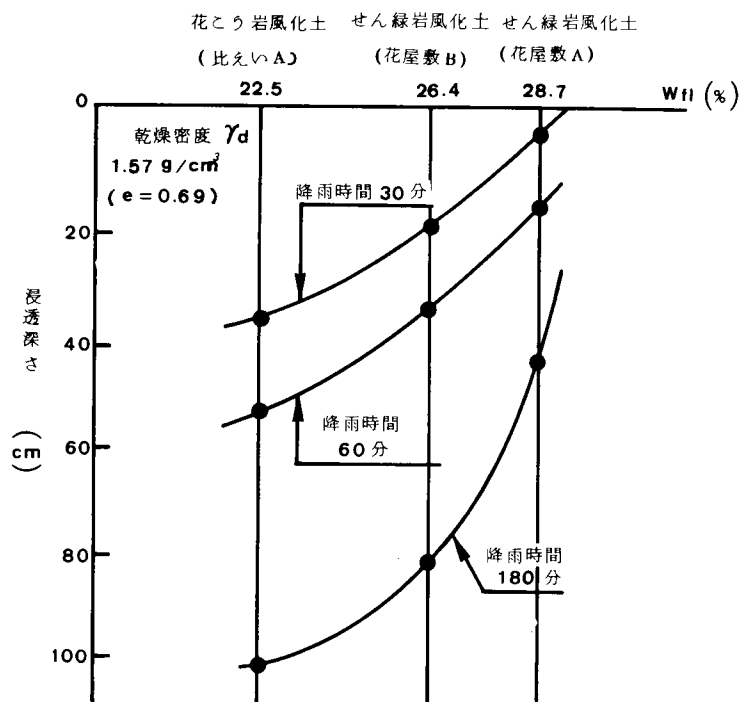


図 3・7 浸透深さと流動限界

鉱物中の長石および雲母類が高压に弱くいわゆる選択性破碎と呼ばれる現象に起因しているものと考えられる。締固められた風化砂質土の透水係数と間隙比の関係は半対数紙上においてほぼ直線となり、特に花こう岩風化土の場合、その直線勾配は大である。またこの種の土はよく締固めることによって、かなり低い透水性の土になることが判明した。

参 考 文 献

- 1) 西田一彦・福田護(1973)：岩石の風化と風化残積土の工学的性質，土質工学会
関西支部テキスト，pp.105～134.
- 2) 福田護(1975)：火成岩系風化砂質土の工学的性質について，土と基礎，Vol. 23,
No.2，pp.15～18.
- 3) 土質工学会編(1969)：土質試験法，土質工学会，p.197.
- 4) 松尾新一郎・沢孝平(1973)：マサ土粒子の選択破碎，第18回土質工学シンポジ
ウム論文集，pp.37～44.

第4章 風化砂質土の載荷による圧縮特性^{1) 2)}

4.1 概 説

沖積粘土の圧縮性についてはテルツアギー (Terzaghi) の圧密論をはじめとして多くの研究があり、また沖積砂では実験を主とした種々の研究がある³⁾。しかし風化砂質土のそれを論議したものはほとんど見あたらない。第2章で述べたとおり、一般砂と風化砂質土では両者の土性かなりの差異があるからその圧縮性も当然異なる。本章では乱した風化砂質土に関し、室内で行った基礎的な実験結果からその圧縮性を論じる。

4.2 試料, 実験装置および方法

試料は表2・1に示した4種の風化土を用いた。供試土は自然乾燥したのち、約500gをビニール袋にゆるく入れ約1.5mの高さから30回自由落下させて粒度調整し(30回の落下程度で粒度分布の変化はほとんどみられなくなる)⁴⁾、2.0mm以上の粒子を取除いて実験に供した。図4・1に実験装置(リング：直径10cm, 高さ4cm)を

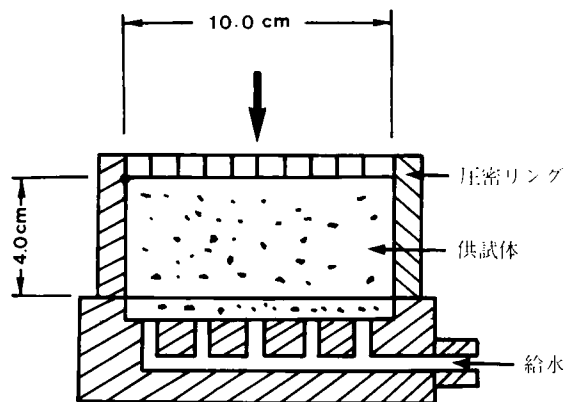


図4・1 試験装置

示す。試料はスプーンでリング内にできる限りゆるく均一に詰め、供試体作成時の密度の差異による試験結果のばらつきを除くため、 0.03kg/cm^2 の荷重を事前に载荷し、除荷後試験を始めた。リングにはカラーが取付けられているから、厚さ4 cm以上のものを作成し、上述の事前荷重を除荷したのち、カラーを取りはずしリングからはみでている土を削取り供試体とした。この結果、試験結果のばらつきはほとんど認められなかった。また、圧縮試験は、荷重を段階的に加える側方拘束の静的圧縮試験方法をとった。

なお、リングを固定し下部にロードセル（荷重計）を設置し、载荷重とリング内の供試体を通じてロードセルに伝わる荷重圧との差からリング壁面の摩擦力を測定した。その結果によると载荷重は試料の含水比の差異にほとんど無関係に約15%減殺されることを示したので、解析には15%の荷重修正を行った。

4.3 実験結果とその考察

不飽和状態における各種風化砂質土の $e \sim \log p$ 曲線を図4・2～4・5に示す。各図から分かるように $e \sim \log p$ 線は、正規圧密状態のもとで直線状を呈し、圧縮指数 C_c が得られる。この C_c と初期含水比 w_0 の関係を図4・6にまとめて示す。図を見ると、花こう岩風化土の C_c は小さく、 w_0 が変化してもその値はほとんど変らな

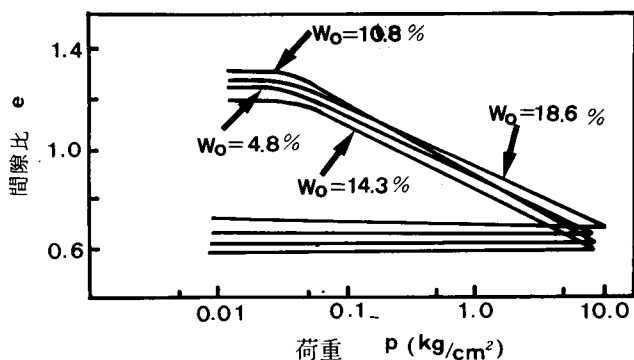


図4・2 花こう岩風化土の $e \sim \log p$ 曲線

い。これに対し、他の3種の土の C_c は w_0 の変化により大きく変わり、 w_{fl} の値が大なるほど、 C_c の最大値を示す w_0 も大となる傾向がある。花こう岩風化土の C_c の値が小さく、かつそれが w_0 の変化にほとんど影響されない理由として、主要含有鉱物が粒子表面のなめらかな石英・長石で、しかも活性の低い少量のカオリナイト系粘土

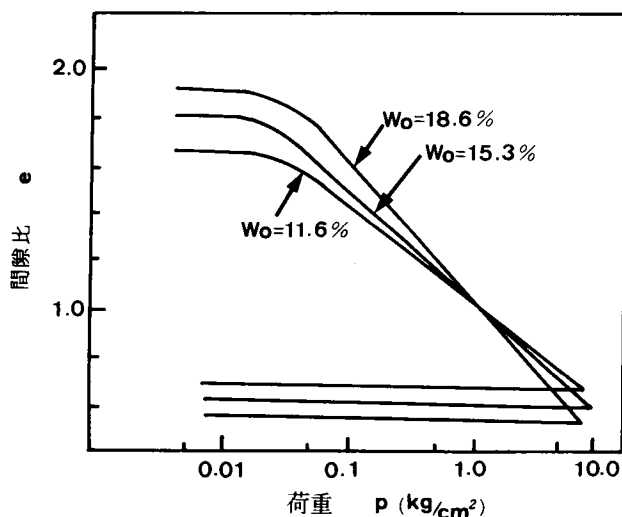


図4・3 せん緑岩風化土の $e \sim \log p$ 曲線

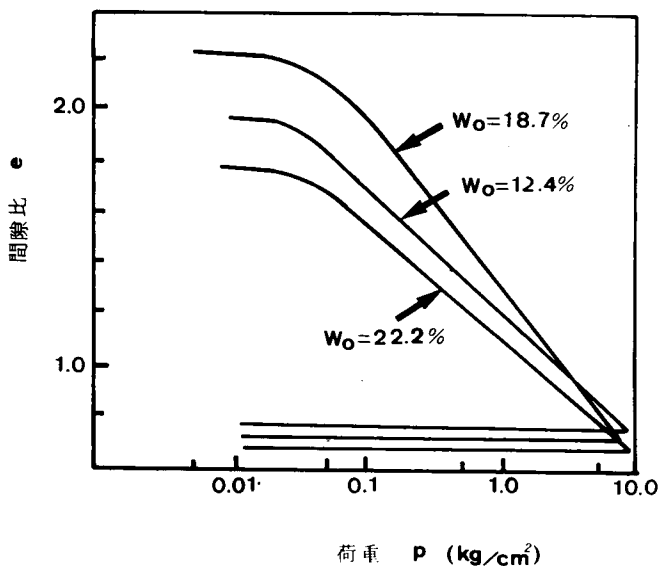


図4・4 流紋岩系風化土の $e \sim \log p$ 曲線

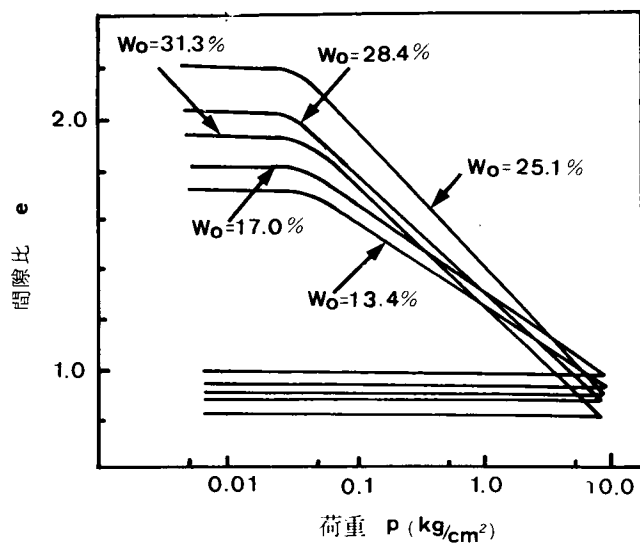


図4・5 安山岩系風化土の $e \sim \log p$ 曲線

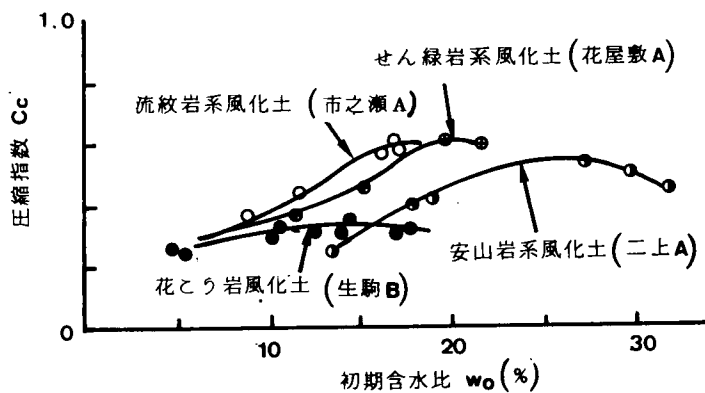


図4・6 圧縮指数と含水比の関係

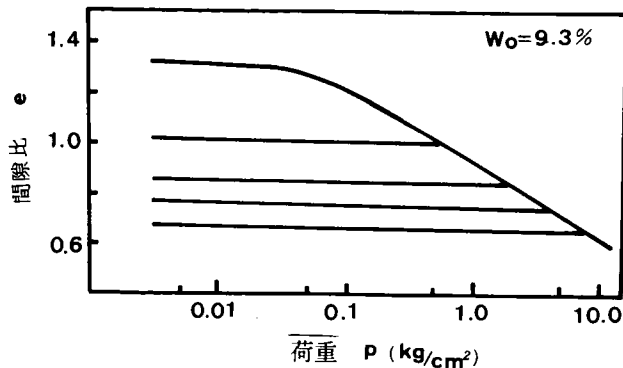


図4・7 花こう岩風化土の繰返し圧縮曲線

からなるため、試料全体として粘性に乏しいことに由来しているものと考えられる。一方、せん緑岩・流紋岩系および安山岩系風化土の C_c が w_0 の変化に大きく左右されるのは、含有する粘土鉱物の影響によるものである。せん緑岩風化土は活性度の比較的高いイライト・ハロイサイトを、流紋岩系および安山岩系風化土はさらに活性度の高いモンモリロナイトを含んでいる。したがって、これらの鉱物の粘性が含水量に敏感に左右されることから、同じ圧縮荷重であってもリング中の供試体の e は図4・2～4・5のとおり w_0 の大小によって異なり、この相違が C_c の差異となって現われることになる。

次に、繰返し圧縮試験の結果として、花こう岩風化土の例を図4・7に示す。図から明らかなように、先行荷重 p_0 は降伏荷重 p_y に一致し、除荷・再載荷(過圧密状態の範囲)による e の変化は無視できるほど小さい。このことは、他の3種の土についても同様な結果を示した。なお、載荷による供試体の圧縮変形は、載荷後まもなく終了した。

4.4 結 論

圧縮試験の結果、風化砂質土の圧縮性について2つの重要なことが明らかとなっ

た。1つは、含水比を一定とすると、 $e \sim \log p$ 線は正規圧密の状態のもとで直線状を示し、圧縮指数 C_c がえられることである。他は、繰返し圧縮試験の結果から先行荷重 p_0 は降伏荷重 p_y に一致し、除荷・再載荷（過圧密状態の範囲）による e の変化は無視できるほど小さいことである。この2つのことは、後述する構造物の構築による盛土地盤の沈下量を算定するための基礎となる。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎・西田一彦・福田護(1973)：火成岩系風化砂質土の圧縮特性について，土木学会第28回年次学術講演会概要集第3部，pp.290～292.
- 2) 福田護(1977)：盛土地盤上に構築される構造物の沈下とその解析について，土と基礎，Vol. 25, No. 2, pp.33～35.
- 3) 例えば，E.Schütze(1961)：Factors affecting the Compressibility of Sand, Proc., 5th Int. Conf. on S. M. F. E., Vol. 1, pp.335～340.
- 4) 土質工会編(1969)：土質試験法，土質工学会，p.523.

第5章 風化砂質土の浸水に伴う圧縮特性^{1) 2) 3)}

5.1 概 説

不飽和土に水が浸入すると、その体積は減少することがある^{4) 5)}。これは、第1章で述べたように、締固めが不十分で土が密でない場合であると、粒子間の接触力が水の浸入により低下し、土粒子が相対的に移動し、再配列することに起因するものである。このようなことから、締固め不足の地盤においては浸水を受けると沈下を生じることがある。この沈下は、施工時の締固め圧と造成後の土中の応力状態、すなわち地盤の応力履歴条件に大きく影響されるものと考えられる。これを検討するために正規圧密および過圧密の両状態で種々な不飽和土の室内浸水試験を行った。本章では、その試験方法ならびに試験結果について論述する。

5.2 試料、実験装置および方法

試料は表2・1の中の、花こう岩風化土、せん緑岩風化土および安山岩系風化土を用いた。供試土は自然乾燥させたのち、約500gをビニール袋に入れ約1.5mの高さから30回自由落下させて粒度調整し、2.0mm以上の粒子を取除いたものを用いた。実験装置は図4・1に示した装置に注水器を取付けたものである。正規圧密状態で実験を行う場合図5・1(a)のように、供試土は段階的に載荷され、所定の荷重に達してから給水・排水を繰返し行い、その最終的な垂直変位を測定した。過圧密状態の実験は図5・1(b)のようにある荷重（先行荷重）まで載荷したのち給水・排水を繰返し、それによって生じる最終的な垂直変位を測定した。供試体作成時の密度の差異による試験結果のばらつきを除くためあらかじめ約0.03kg / cm²の荷重を加え、除荷後実験を開始した。なお第4章の圧縮試験の場合と同様、荷重圧は供試体とリングの間の摩擦抵抗力によりおよそ15%減じるものとみなし、解析には15%減の荷重修正を行った。

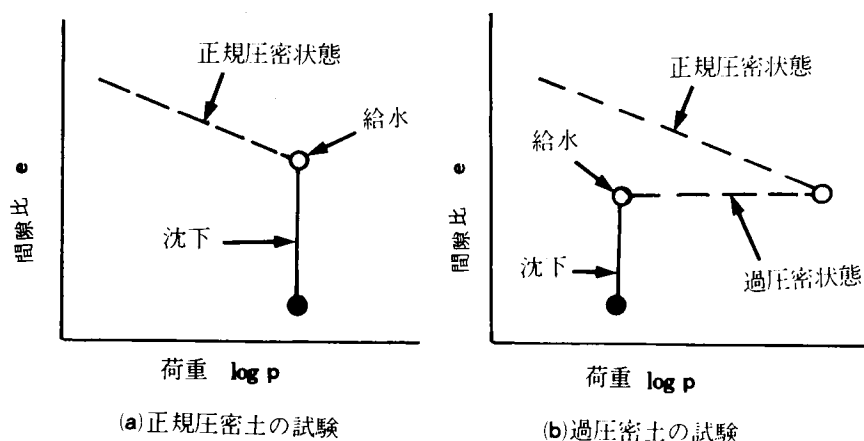


図 5・1 給水時までの荷重段階

5.3 実験結果とその考察

まず、正規圧密状態下にあるこの種の土の浸水に伴う圧縮ひずみ $\epsilon_{v(sub)}$ （以下圧縮ひずみと略称）について述べる。花こう岩風化土の p と $\epsilon_{v(sub)}$ の関係を図 5・2 に示す。この図から、 p が大なるほど $\epsilon_{v(sub)}$ は小となり、 p が約 5 kg/cm^2 以上になると $\epsilon_{v(sub)}$ は生じない。この 5.0 kg/cm^2 の p における浸水前の γ_d は 1.50 g/cm^3 であり、この γ_d 以上になると $\epsilon_{v(sub)}$ は生じないことになる。このように正規圧密状態で $\epsilon_{v(sub)}$ を生じなくなる土の乾燥密度を限界乾燥密度 γ_{d0} と呼ぶことにする。3つの異なった w_o に関するせん緑岩風化土の実験結果を図 5・3 に示す。このうち、 $w_o=11.6\%$ および $w_o=16.4\%$ の実験では、花こう岩風化土の場合と同様、 p が大きいほど $\epsilon_{v(sub)}$ は小となっている。そして、 6.0 kg/cm^2 以上の p では $\epsilon_{v(sub)}$ を生じず、 $p=6.0 \text{ kg/cm}^2$ における浸水前の γ_d は 1.60 g/cm^3 であった。したがって、この γ_d 以上であれば $\epsilon_{v(sub)}$ を生じないことになる。一方、 $w_o=4.1\%$ の低含水比における実験では、図中の点線で示すような特異な結果を示した。

安山岩系風化土の実験結果を図 5・4 に示す。 $w_o=22.8\%$ および $w_o=29.1\%$ の実験結果を見ると、いずれも p が大になるほど $\epsilon_{v(sub)}$ は小となる。そして、 $w_o=22.8\%$ の場合には 7.0 kg/cm^2 以上、また $w_o=29.1\%$ の場合は 3.0 kg/cm^2 以上の p になると $\epsilon_{v(sub)}$ は生じなくなる。これに対し、この種の風化土としては w_o の低い 14.6% の試験では、せん緑岩風化土の場合と同様、図中の点線のように特異な結果を示してい

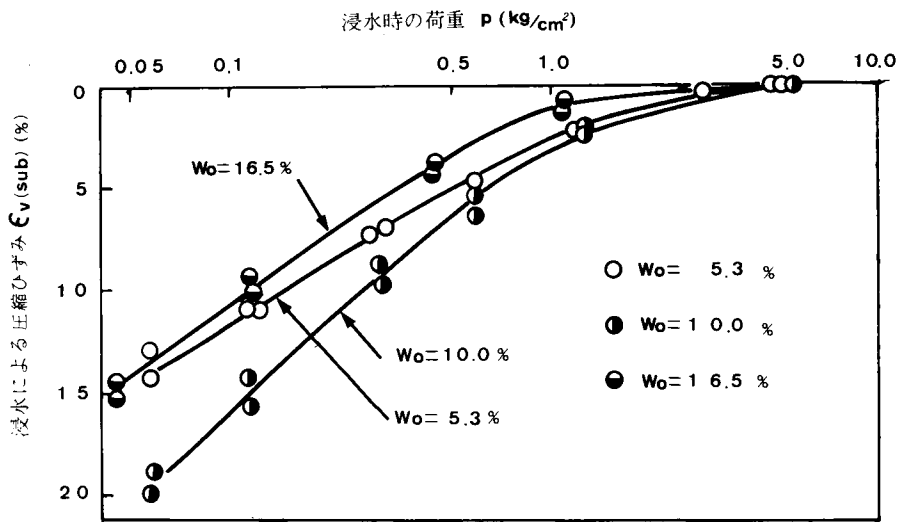


図5・2 花こう岩風化土の荷重と浸水による圧縮ひずみ(正規圧密状態)

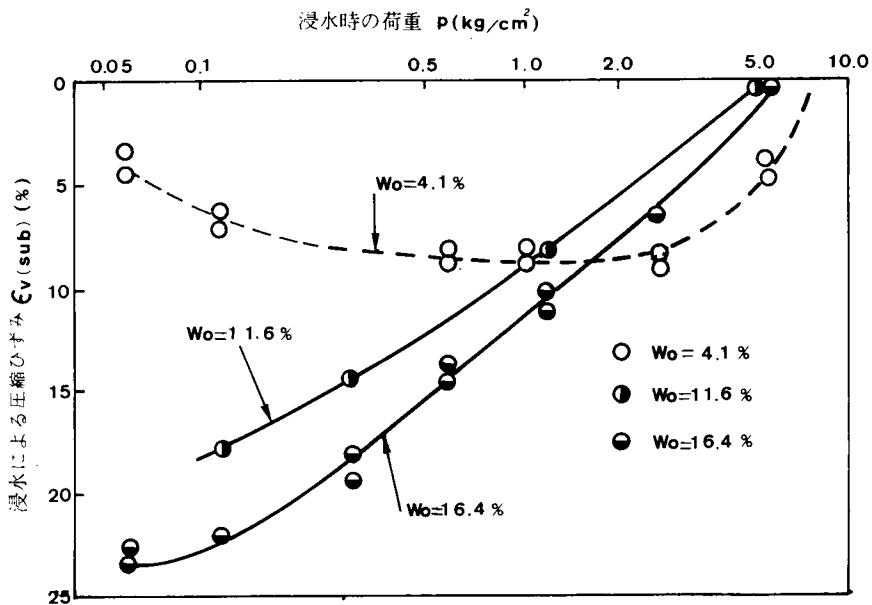


図5・3 せん緑岩風化土の荷重と浸水による圧縮ひずみ(正規圧密状態)

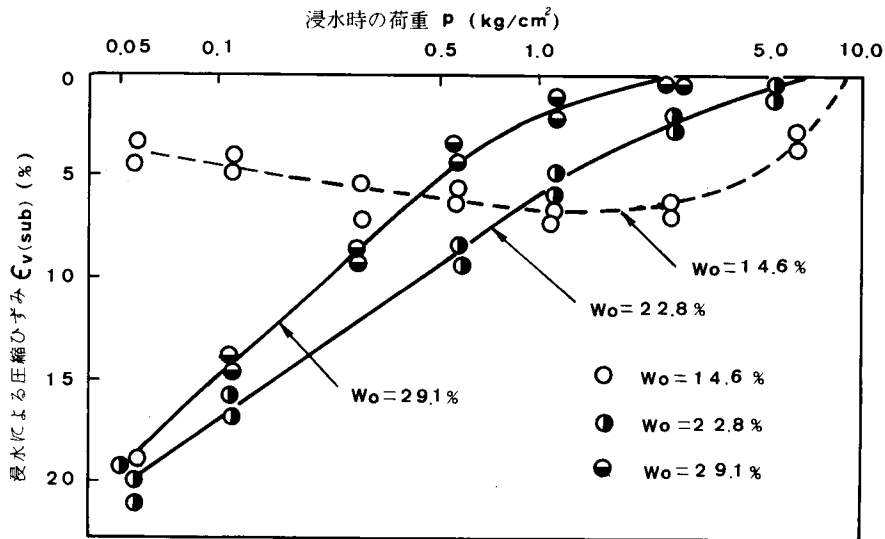


図5・4 安山岩風化土の荷重と浸水による圧縮ひずみ(正規圧密状態)

る。この種の土の $\epsilon_{v(sub)}$ はせん緑岩風化土の性状に類似している。

次に過圧密条件下における $\epsilon_{v(sub)}$ について述べる。この場合は、浸水時の載荷重 p と浸水前に受けた先行荷重 p_o に支配される。各種風化土（地山の自然含水比付近）について、 p 、 p_o および $\epsilon_{v(sub)}$ の相互関係をまとめてみると図5・5～5・7のように表わされる。図は縦軸に $\epsilon_{v(sub)}$ 、横軸に過圧密比 p_o/p をとり、同じ大きさの p をパラメーターとしてまとめたものである。図から分かるように、浸水時の載荷重が同じ大きさであっても、浸水前に受けた p_o が大きいほど $\epsilon_{v(sub)}$ は小となる。

対象とした3種の試料のなかで、花こう岩風化土の $\epsilon_{v(sub)}$ は他の2種のそれに比べて w_o の大小にそれほど左右されず、その値も相対的に小さい。この理由は、試料の主要含有鉱物が粒子表面のなめらかな石英・長石でしかも粘土鉱物も活性の低い少量のカオリナイトのため、試料全体として粘性に乏しいことに由来しているものと考えられる。このことは、浸水試験前の γ_d が w_o の大小にあまり影響されずしかもよく締固まっていることから理解できる。他方、せん緑岩風化土および安山岩系

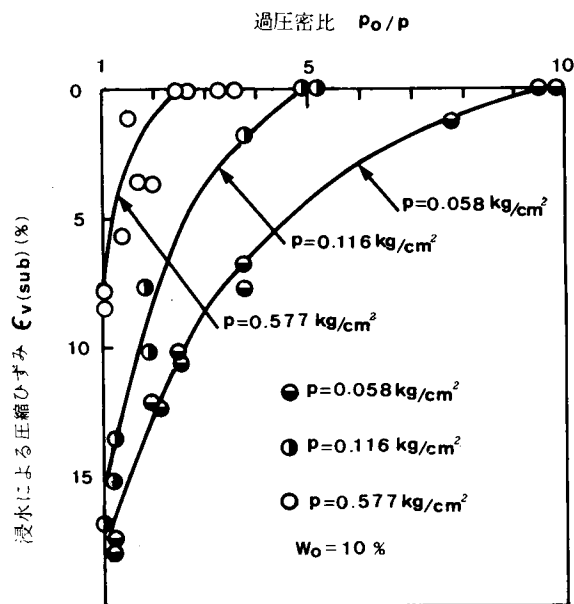


図 5・5 花こう岩風化土の過圧密比と圧縮ひずみ

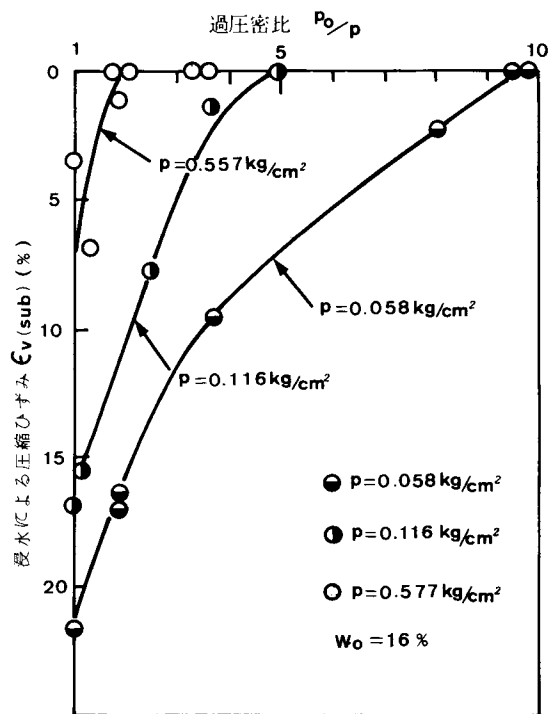


図 5・6 せん緑岩風化土の過圧密比と圧縮ひずみ

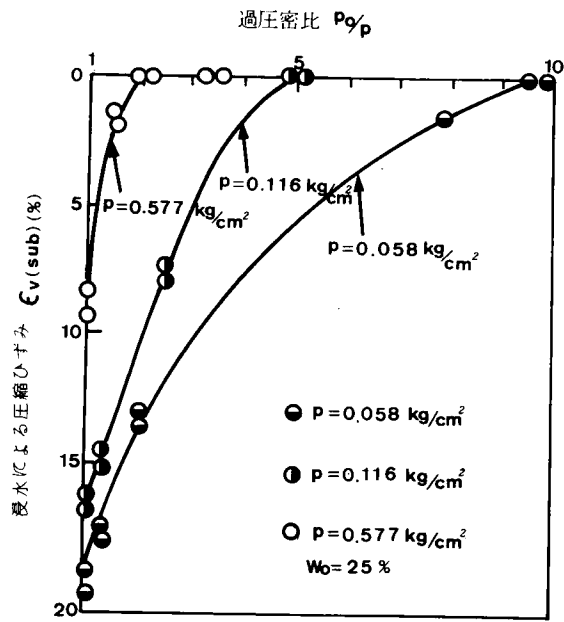


図 5・7 安山岩系風化土の過圧密比と圧縮ひずみ

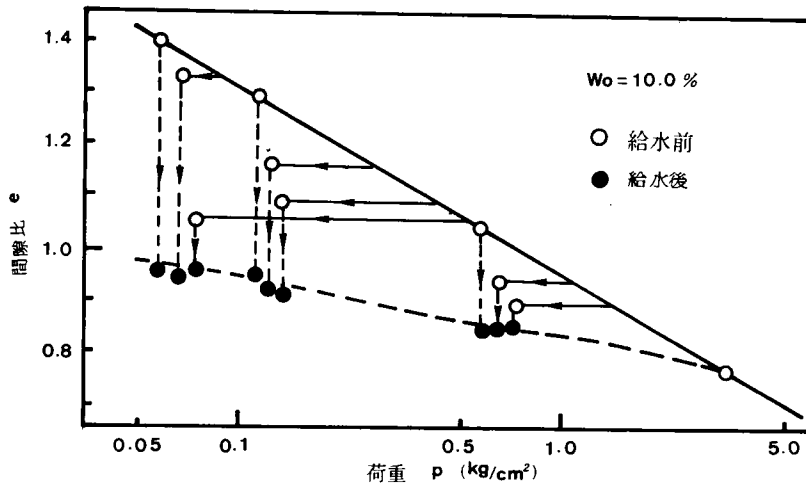


図 5・8 花こう岩風化土の試験結果例

風化土の両者の $\epsilon_{v(sub)}$ は、総じて類似の傾向を示し、 $\epsilon_{v(sub)}$ は大きくて w_o の大小に左右される。せん緑岩風化土は活性度の比較的高いイライト・ハロイサイトを、安山岩系風化土はさらに活性度の高いモンモリロナイトを含んでいる。したがって、これらの鉱物の粘性度が含水程度に影響されることから、浸水前の供試土の γ_d は p が同じであっても w_o の大小によって異なる。この異なりが、 p が同じであっても、 $\epsilon_{v(sub)}$ に差異をもたらすものと考える。

図 5・8 に例示するようにいずれの試料においても、浸水前の荷重が同じであれば供試土の応力履歴条件には無関係に浸水後の間隙比はほぼ同じ値を示し、浸水後

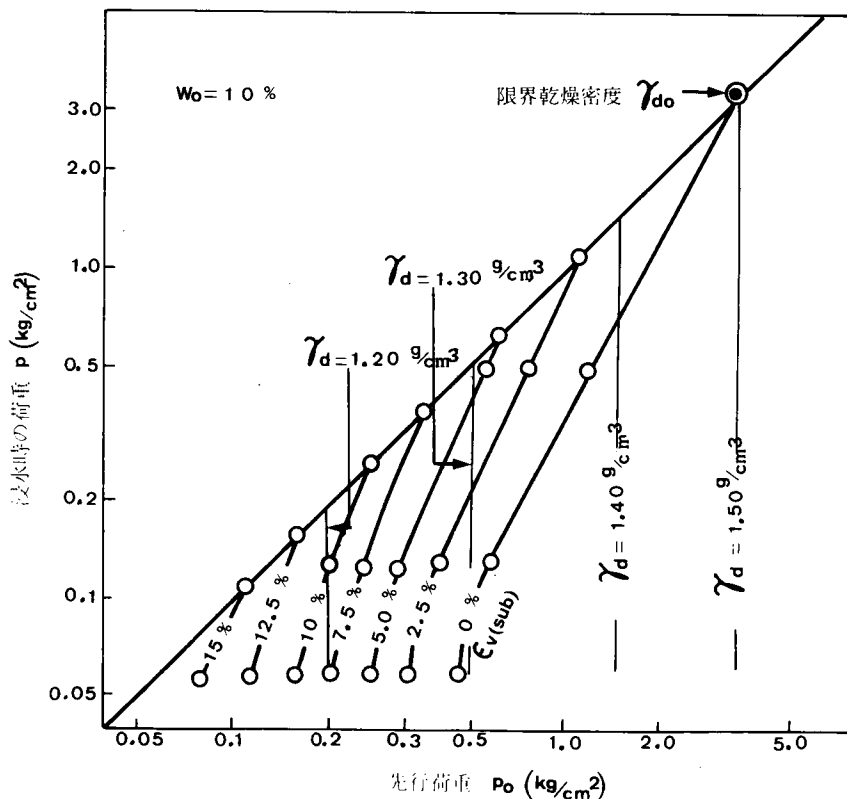


図 5・9 花こう岩風化土の応力履歴と圧縮ひずみ

の状態を点線で示すことができる。同様の結果がムーア⁶⁾ (Moor, 1961) の実験においても得られている。したがって、このことと図4・7に例示している除荷線（ほとんど e の変化はない）を合せて利用すれば、正規圧密状態の試験のみで過圧密土の $\epsilon_{v(sub)}$ を推定することが可能となる。

図5・9～5・11は、各種風化土の自然含水比程度の実験結果をまとめて示したものである。すなわち、 p_0 と p を両対数紙上の両軸にとり、実験結果より $\epsilon_{v(sub)}$ を図中に点記し、 p_0 と p の条件によって決まる γ_d を図上に重ねて線記した。ここにお

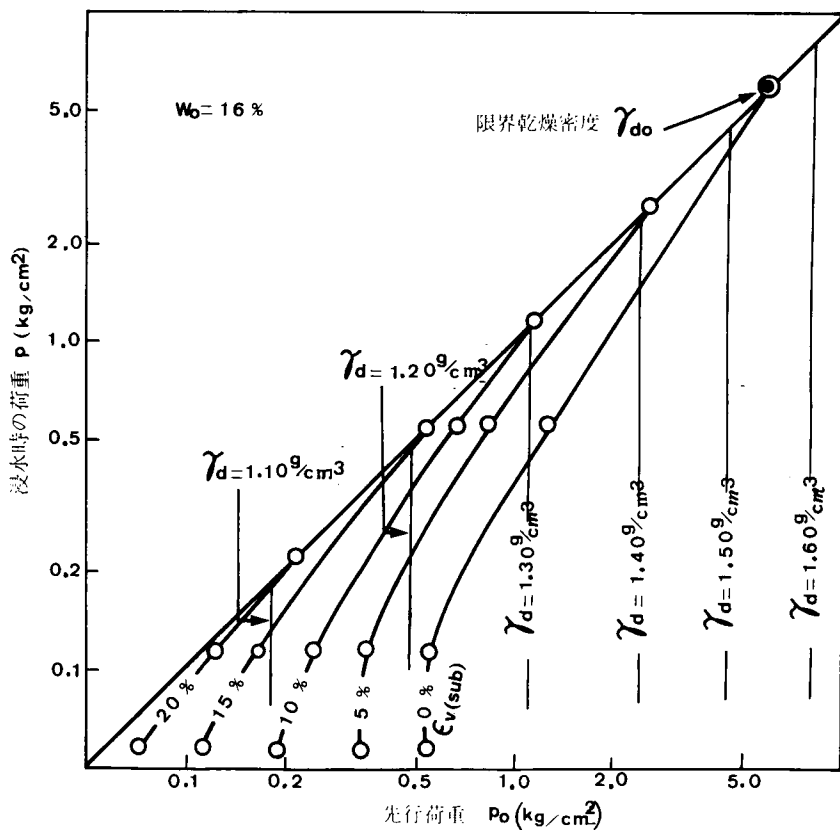


図5・10 セン緑岩風化土の応力履歴と圧縮ひずみ

いて、現場と室内試験の両者の含水比が同一ならば、上述の p_0 は締固め圧に、また p は土かぶり圧に対応するものである。したがって、この図は p 、 p_0 、 γ_d および $\epsilon_{v(sub)}$ の相互関係を総合的に示したもので、後述する浸水による盛土地盤の沈下量の算定に用いることができる。

なお、正規圧密状態ならびに過圧密状態のいずれの試験においても、リング内の供試体の下面から給水すると、水面の上昇に伴って供試体の体積は減少し、水面が供試体の上面に達するとほぼ同時にその体積減少はみられなくなることが確認された。

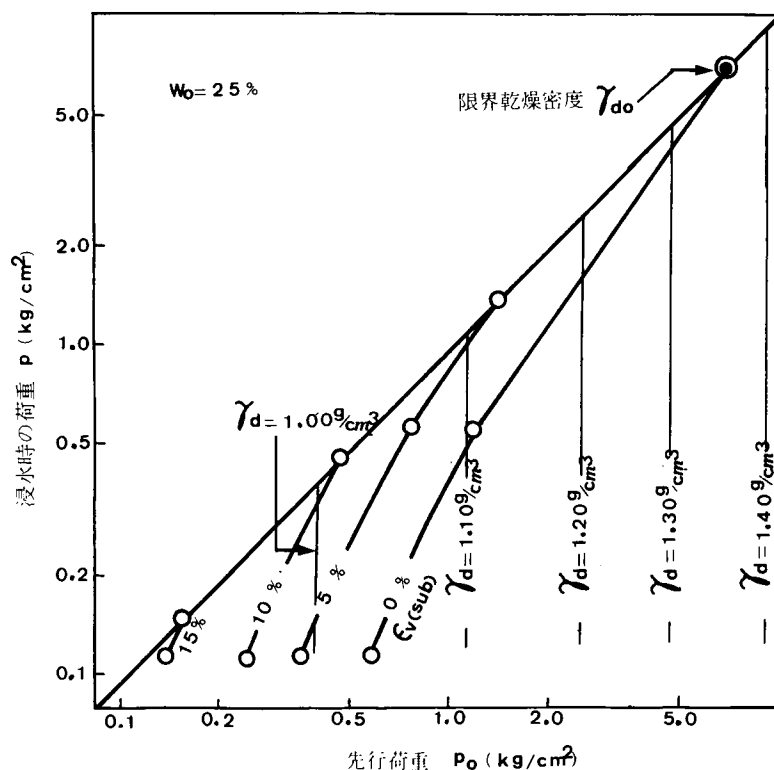


図 5・11 安山岩系風化土の応力履歴と圧縮ひずみ

5.4 結 論

以上の試験結果から次のことが明らかとなった。正規圧密状態においてある載荷圧（限界乾燥密度 γ_{do} ）以上では、浸水を受けても土は圧縮ひずみを生じない。過圧密状態（ただし、限界乾燥密度 γ_{do} 以下の密度において）では、浸水時の載荷圧が同じであっても、浸水前に受けた先行圧が大きいほど圧縮ひずみは小となる。しかし、浸水時の載荷圧が同じであれば、正規圧密あるいは過圧密といった応力履歴条件には関係なく、浸水後の間隙比はほぼ同じ値を示すので、正規圧密状態の試験のみで過圧密土の圧縮ひずみを推定することができる。そして、先行圧と載荷圧を両対数紙上にとり、圧縮ひずみをパラメーターとすると、地盤の沈下量を算定するための図表を作成することができる。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎・福田護・中沢重一(1973)：火成岩系風化砂質土の浸水沈下性状に関する研究，土木学会第28回年次学術講演会概要集第3部，p.293.
- 2) 福田護・国次日出海(1974)：火成岩系風化砂質土による土構造物の浸水沈下に関する基礎的実験，土木学会第29回年次学術講演会概要集第3部，pp.366～368.
- 3) 福田護・中沢重一(1977)：盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について，土質工学会論文報告集，Vol.17, No.2, June, pp.65～69.
- 4) A.Kézdi (1974)：Handbook of Soil Mechanics, Vol. 1, pp.241～244.
- 5) J. E. Jennings and J. B. Burland(1962)：Limitation to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soil, Geotechnique, Vol. 12, pp.125～144.
- 6) J. H. Dudley (1970)：Review of Collapsing Soils^{Proc.}_^ A. S. C. E., Soil Mechanics and Foundation Division, pp.940～942.

第6章 風化砂質土の不飽和状態におけるせん断特性^{1) 2)}

6.1 概 説

砂質土を含めた不飽和土のせん断特性を説明するため、1960年頃より、有効応力の概念を拡張した式が多くの研究者によって提案されている³⁾。そのうち、代表的なものとしてビショップ^{4) 5)} (Bishop, 1959) の式があげられるが、これは飽和度の低い場合に対する適用性や、間隙空気圧 (u_a) や間隙水圧 (u_w) の測定精度などにも問題があり、ここで取扱っている風化土に適用するにも同様の問題がある。

従来砂のせん断強度は、不飽和、飽和にかかわらず応力履歴の影響を受けないといわれ⁶⁾、締固められた風化砂質土のせん断特性を考えるに際しても、含水比および土の密度のみが重視され、基本的な研究があまり行われていない。

このようなことから、特殊土といわれるこの種の土のせん断特性を把握すべく、種々のせん断試験を行っている過程において、不飽和状態にある風化土のせん断強度は応力履歴に大きく支配されるということを見出した⁷⁾。そこで本章では、飽和粘土の場合と同じように正規圧密状態と過圧密状態に分けて考えることとし、直接せん断試験機を用いて行った実験の結果について述べる。

6.2 試料、実験装置および方法

用いた試料は表2・1中の花こう岩風化土、せん緑岩風化土および安山岩系風化土である。供試土は自然乾燥させたのち、約500gをビニール袋に入れ約1.5mの高さから30回自由落下させて粒度調整を行い2.0mm以上の粒子を取除いたものを用いた。せん断試験は、第7章中図7・1(b)に示す直径10cm、高さ4cm、下部可動の一面せん断試験機を用い、等圧・排気（不飽和土のために排水はない）の条件下で行った。この際、試料はせん断箱にできる限りゆるくそして均一につめた。過圧密状態での試験はある荷重（先行荷重）をかけ、のち所定の荷重まで除荷し、それから

せん断試験を開始した。

なお、正規圧密状態ならびに過圧密状態のいずれの試験においても、荷重の荷重とほぼ同時に、供試体の圧縮沈下が終了することが確認された。

6.3 実験結果とその考察

図6・1～6・3に自然含水比程度の各種風化土の実験結果を示す。正規圧密土では、各図から明らかなように、含水比 w が一定であると破壊包絡線($\tau_{(n)f}$ 線)は原点を通る直線となり最大せん断抵抗角 ϕ_d を得ることができる。

一方、過圧密土の破壊包絡線($\tau_{(p)f}$ 線)は、各図に見られるように、いずれも上方に凸の曲線となり、垂直応力 σ を一定とすると、そのせん断強度 $s_{(p)f}$ は先行垂直応力 σ_0 が大きいほど大となり、過圧密効果(締固め効果)を知ることができる。例えば、図6・1の実験結果を見ると、 σ が 2.0 kg/cm^2 における過圧密効果によるせん断強度の増加割合は、正規圧密土のせん断強度 $s_{(n)f}$ に対し、 σ_0 が 1 kg/cm^2 で1.2倍、

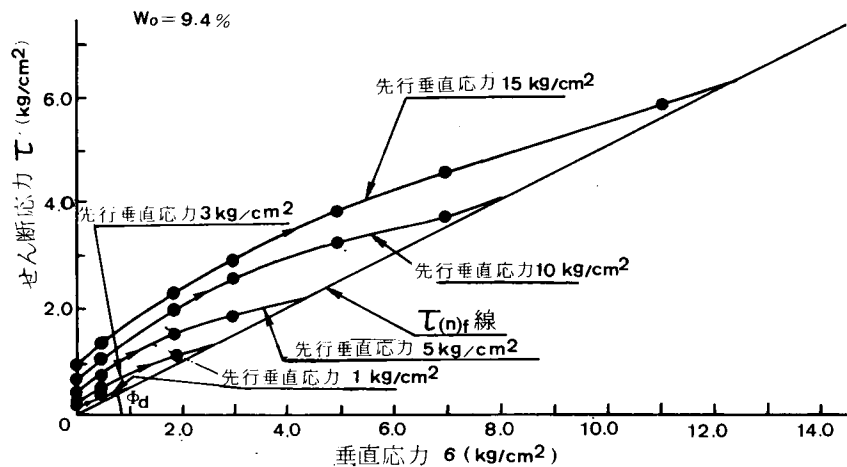


図6・1 花こう岩風化土の応力履歴と最大せん断応力

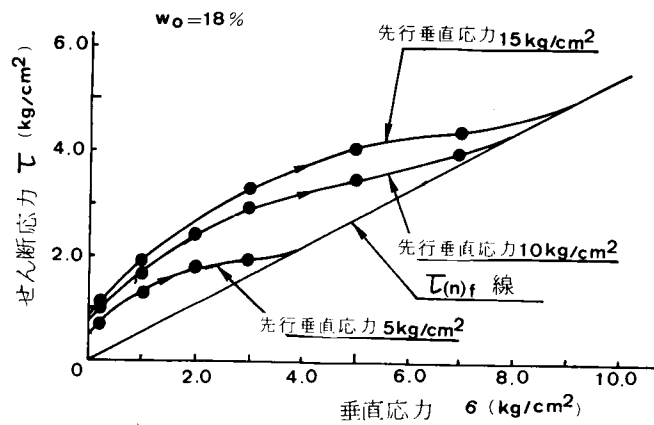


図 6・2 流紋岩系風化土の応力履歴と最大せん断応力

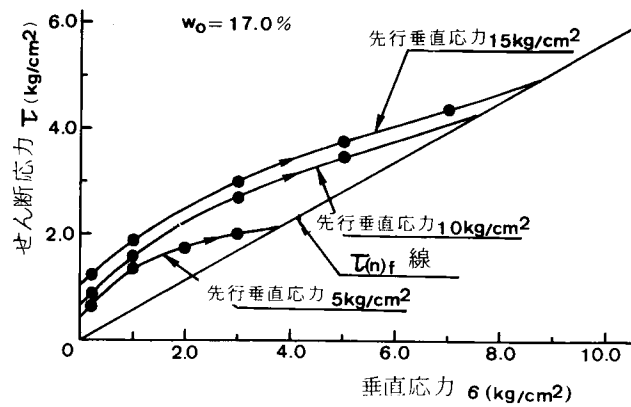


図 6・3 せん緑岩風化土の応力履歴と最大せん断応力

$\sigma_o = 5 \text{ kg/cm}^2$ では1.6倍、 $\sigma_o = 10 \text{ kg/cm}^2$ で2.0倍、そして $\sigma_o = 15 \text{ kg/cm}^2$ では2.4倍の値を示している。そして、ここで注目されることは、ある過圧密比 (σ_o/σ) 以下になるとその効果はみられず、 $s_{(m)f} \doteq s_{(p)f}$ になることである（最近、三笠⁸⁾も過圧密粘土の実験から、このことを指摘している）。したがってここでは、先行応力点から $\tau_{(m)f}$ 線と $\tau_{(p)f}$ 線を分岐し $\tau_{(p)f}$ 線を直線に近似化させる、いわゆるクレイ〜ティデマン⁹⁾ (Krey-Tiedeman) の規準式は適用できない。

ともあれ、ここで対象としている風化砂質土のせん断強度は、実験結果から明らかとなっており、応力履歴に大きく支配されるという特性を有することである。すなわち、 w を一定とすると、せん断強度は一般に次のように表わされる。

$$s_f = f(\sigma, \sigma_o) \text{ ----- (6・1)}$$

上式において、正規圧密土では $\tau_{(m)f}$ 線が原点を通る直線となることから、そのせん断強度は、

$$s_{(m)f} = \sigma \tan \phi_d \text{ ----- (6・2)}$$

となる。

一方、過圧密土のせん断強度 $s_{(p)f}$ は粘着力 c および最大せん断抵抗角 ϕ_d を定数として決められないので、実験結果から σ と σ_o に対応する $s_{(p)f}$ を直接求めなければならない。

従来、上述のような特性を有する風化砂質土に対し、試料を静的あるいは動的に締固めて成形したのち、締固め圧（先行圧）以下の応力条件で直接せん断試験あるいは三軸圧縮試験を行い、先行圧を考慮することなく図6・4のA線のようにして求めた c ϕ 値を単にその強度定数としている場合が多いようである。これは限られた範囲の試験値（例えば図中の黒点）を直線で結び延長し、それを破壊包絡線とみなし求めたものであるから、この直線によるせん断強度値はこの種の土の強度を忠実に表わすものとはいえない¹⁰⁾。盛土斜面の安定解析に際し、この c ϕ の値を採用することは、ときには過小な、そしてときには過大な強度を与えることになる。したがって、この c ϕ による解析結果は、この種の土による盛土斜面の安定性に関し、適正な評価を示さないことになる。

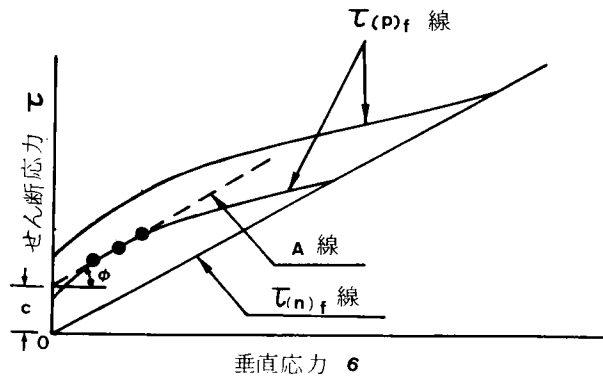


図 6・4 風化砂質土の破壊包絡線

6.4 結 論

以上直接せん断試験による風化砂質土の応力履歴条件とせん断強度の関係について述べたが、次のような点が明らかとなった。

正規圧密土の破壊包絡線は原点を通る直線となり、最大せん断抵抗角 ϕ_a を得ることができる。一方、過圧密土の破壊包絡線は、上方に凸の曲線となり、垂直応力を一定とするとせん断強度は先行垂直応力が大きいほど大となり、過圧密効果が明確に認められた。これは、第 9 章で述べる盛土斜面の安定解析法の基礎となる。

参 考 文 献

- 1) 福田護(1975)：風化砂質土の応力履歴とせん断強さについて，土木学会第30回
年次学術講演会概要集第3部，pp.418～419.
- 2) 福田護・藤原一薫(1978)：応力履歴を考慮した盛土斜面の安定解析，大阪工業
大学紀要，Vol. 23, No.1，pp.176～179.
- 3) D. G. Fredlund^{and} N. R. Morgensternⁿ(1977) : Stress State Variable for Unsaturated
Soils, ^{Proc.} A. S. C. E., Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, GT5. p.448.
- 4) A. W. Bishop(1959) : The principle of the effective Stress, Teknisk Ukeblad,
Vol. 106, pp.859～863.
- 5) A. W. Bishop(1963) : Some Aspects of Effective Stress in Saturated and
Partly Saturated Soils, Geotechnique, Vol. 13, No. 3, pp.177～197.
- 6) 例えば，A. W. Bishop^{and} K. G. Eldinⁿ(1953) : The Effect of stress History on the
Relation between ϕ and Porosity in Sand, Proc. 3rd Int. Conf. on S. M. F. E., Vol,
1, pp.100～105.
- 7) 福田護・木村修一(1974)：マサ土の応力履歴とせん断強さ，土木学会関西支部
年次学術講演会概要集，pp.Ⅲ-16.
- 8) 三笠正人(1974)：過圧密粘土の排水せん断強さについて，土木学会第29回年次
学術講演会概要集，pp.88～89.
- 9) 山内豊聡(1970)：土質力学，理工文庫，pp.119～120.
- 10) 福田護・西田一彦・沢孝平(1975)：マサ土の c ， ϕ を考える，土と基礎，Vol.
23. No. 5, pp.80～81.

第7章 風化砂質土の浸水に伴うせん断特性^{1) 2) 3)}

7.1 概 説

締固められた不飽和状態の土が浸水を受けると、せん断強度は周知のとおり低下する。近年、この性状を究明するための研究が非常に盛んとなった。^{4) 5) 6) 7)} これは土が浸水を受けることによって、土粒子表面または土の構造に何らかの変化をおこすことに起因している。この問題を扱う場合には、締固め不足で土の密度が低いと浸水時、土粒子が移動し安定した状態になるまでの間、つまりコラプス現象の発生時、その強度が著しく低下することに注目する必要がある。従来の研究では初期含水比あるいは密度に重点がおかれ、浸水後の土粒子の安定した状態でせん断試験を行い、上に指摘している現象中のせん断強度を論じたものは見あたらない。そこでこのようなことから、ある応力状態のもとで安定している不飽和土が浸水を受けることによって生じるせん断性状の変化を検討するため、直接せん断試験機を改良した特殊試験機を開発した⁸⁾。本章ではその試験法ならびに試験結果について述べる。

7.2 試料、実験装置および方法

試料は、表2・1中の花こう岩風化土を用いた。供試土は自然乾燥したのち、約500gをビニール袋に入れ約1.5mの高さから30回自由落下させて粒度調整し、2.0mm以上の粒子を取除いたものを用いた。

浸水に伴う土のせん断抵抗の低下量を測定するため、図7・1に示すように、下部可動式の一面せん断装置を利用し新たに試験機を製作した。試験機の主要部は、

- 1) 供試体を入れるせん断箱
- 2) 垂直力を加える装置（レバーを介して行う方式）
- 3) 応力制御によりせん断力を加える装置
- 4) 注水装置（変速モーター付）

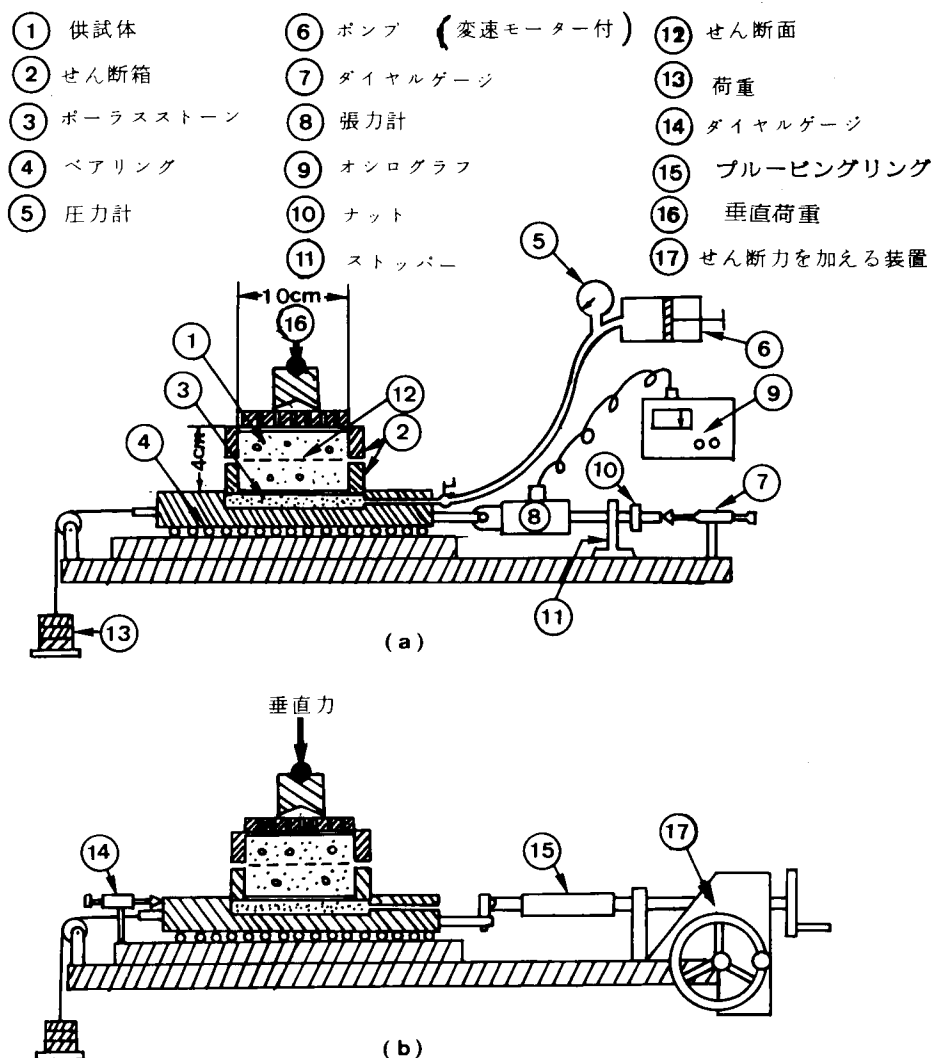


図 7・1 浸水に伴うせん断抵抗低下測定試験機

5) せん断抵抗力の低下量測定装置

6) ひずみ制御によりせん断力を加える装置

である。せん断箱は上箱と下箱に分かれ、試料はスプーンでできる限りゆるくそして均一に詰めた。供試体作成時の密度の差異による試験結果のばらつきを除くため、特別な場合を除き、 0.03kg/cm^3 の荷重をあらかじめ加え、除荷後カラーをはずしはみ出している土を削取り、厚さ 4.0cm の供試体で試験を行った。供試体への垂直力

はレバーを介して行う方式をとり、正規圧密状態の試験では段階的に载荷したのち、所定のせん断力を加えた。他方、過圧密状態の試験では、ある荷重（先行荷重）まで载荷したのち、所定の荷重まで除荷し所定のせん断力を加えた。このときせん断力は重すいを段階的に増加する応力制御方式をとった。このようにして、供試体に一定の垂直力と一定のせん断力が加えられたのち、平衡状態に達すると浸水試験が始められるが、試験は次の要領で行った。

1) まず、浸水時における供試体の水平変位 $d_{h(sub)}$ を把握するため、ナット⑩をストッパー⑪から大きく離しておき、浸水に伴う水平変位 $d_{h(sub)}$ をダイヤルゲージ⑦で測定する。

2) 上記1) の試験の結果、供試体に $d_{h(sub)}$ を生じない場合、あるいは $d_{h(sub)}$ を生じても再び静止し平衡状態になる場合には、ダイヤルゲージ⑦、張力計⑧およびストッパー⑪を取除き、図7・1 (b)のようにプルービングリング⑮、ダイヤルゲージ⑭およびひずみ制御によりせん断力を加える装置⑰を取付け、装置⑰によってさらにせん断力を増加し、その場合のせん断強度を測定する。

3) 上記1) の試験の結果、供試体に破壊を生じる場合は、新たな供試体を同じ条件下にセットし、浸水時における得ようとする水平変位点のせん断抵抗低下量を測定するために、あらかじめナット⑩を調節し、のち給水すると、その変位点のせん断抵抗の低下量は張力計⑧でとらえられ、その値が自動的にオシログラフ⑨に記録される。なお、 $d_{h(sub)} = 0$ のせん断抵抗の低下量を測定しようとする場合は、平衡状態のままナット⑩をストッパー⑪に固定したのち、給水すればよい。

以上のように試験は行われるが、本装置には浸水時の供試体中の間隙水圧をチェックするため圧力計が取付けられており、給水は変速モーター付のポンプで行われる（ここで取上げている花こう岩風化土試料では、圧力計に表われるほどの間隙水圧はみられなかった。なお供試体中の水面の上昇速度は、あらかじめポンプに取付けてあるモーターの回転速度を調節し約1.0cm/minとした）。

7.3 実験結果とその考察

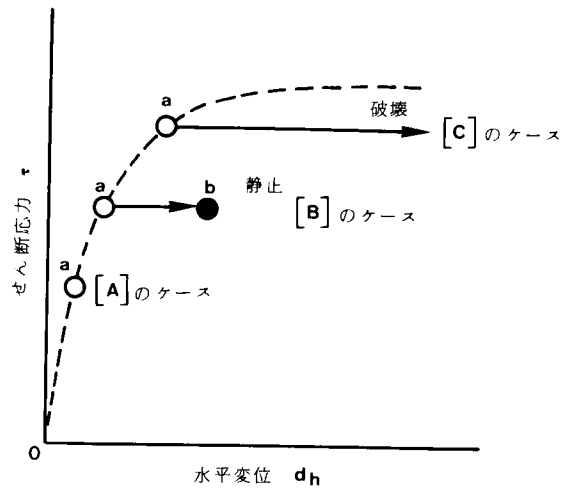
1) 浸水に伴うせん断抵抗の性状

実験結果から浸水時ならびに浸水後におけるせん断抵抗の性状は、図7・2に示す〔A〕〔B〕〔C〕の3つのケースに分類される。図中、点線は不飽和土のせん断応力～水平変位の関係を、a点は一定の垂直力と一定のせん断力が加えられ平衡状態になった点を表わし、浸水はこの点から始まる。そして、実線は浸水時あるいは浸水後におけるせん断応力またはせん断抵抗と水平変位の関係を表わす。実験の結果がいずれのケースになるかは、供試体に加えられた先行垂直力、浸水時の垂直力ならびに浸水時のせん断力の相互の力関係による。

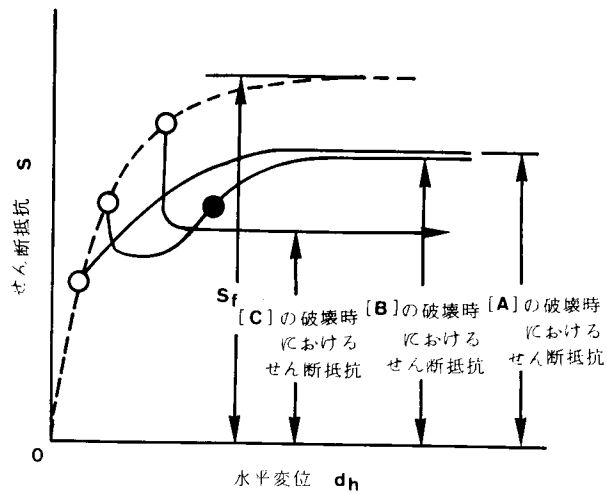
〔A〕は浸水時、水平変位 $d_{h(sub)}$ を生じないケースである。一般には垂直力に対しせん断力が小さい場合に見られる。〔B〕は浸水時、ある $d_{h(sub)}$ を生じたのちb点で静止し、そしてb点に達したのちさらにせん断力を増加すれば、せん断抵抗もそれに伴って破壊点まで増大するケースである。〔C〕は浸水時、図のとおり完全にせん断破壊するケースである。なおこの種の風化土の場合、いずれの変位点においても、そのせん断抵抗はほぼ同じ値を示した。

2) 浸水時の水平変位

ここで、供試体の浸水時における水平変位 $d_{h(sub)}$ について注目してみる。図7・3は、垂直応力 σ が同じ場合の正規圧密土と過圧密土の $d_{h(sub)}$ に関する性状を対比したものである。ここで示しているいずれの過圧密土においても先行垂直応力 σ_o は 5.0kg/cm^2 としている。図から分かるように、 $d_{h(sub)}$ は浸水時において垂直応力 σ ならびにせん断応力 τ が同じであっても、正規圧密土と過圧密土の両者に差異がある。つまり、供試体の受けた応力の履歴によって $d_{h(sub)}$ は異なるということである。ここで σ_o/σ を過圧密比とすると、図7・3 (a)に示す過圧密土はその比が10 ($\sigma=0.5$, $\sigma_o=5.0\text{kg/cm}^2$) と大きく、この場合、 $d_{h(sub)}$ は約 0.4kg/cm^2 以下の τ ではほとんど見られず、 0.4kg/cm^2 の値を少し上まわると急激に $d_{h(sub)}$ を生じ、つづいて破壊を生じる。そして、その際の供試体の体積変化はほとんど認められなかった。これに対し正規圧密土は、小さな値の τ でも $d_{h(sub)}$ を生じ、 τ が大なるほど逐次 $d_{h(sub)}$ も大と



(a) 浸水時の水平変位



(b) せん断抵抗の性状

図 7・2 浸水に伴うせん断抵抗の挙動

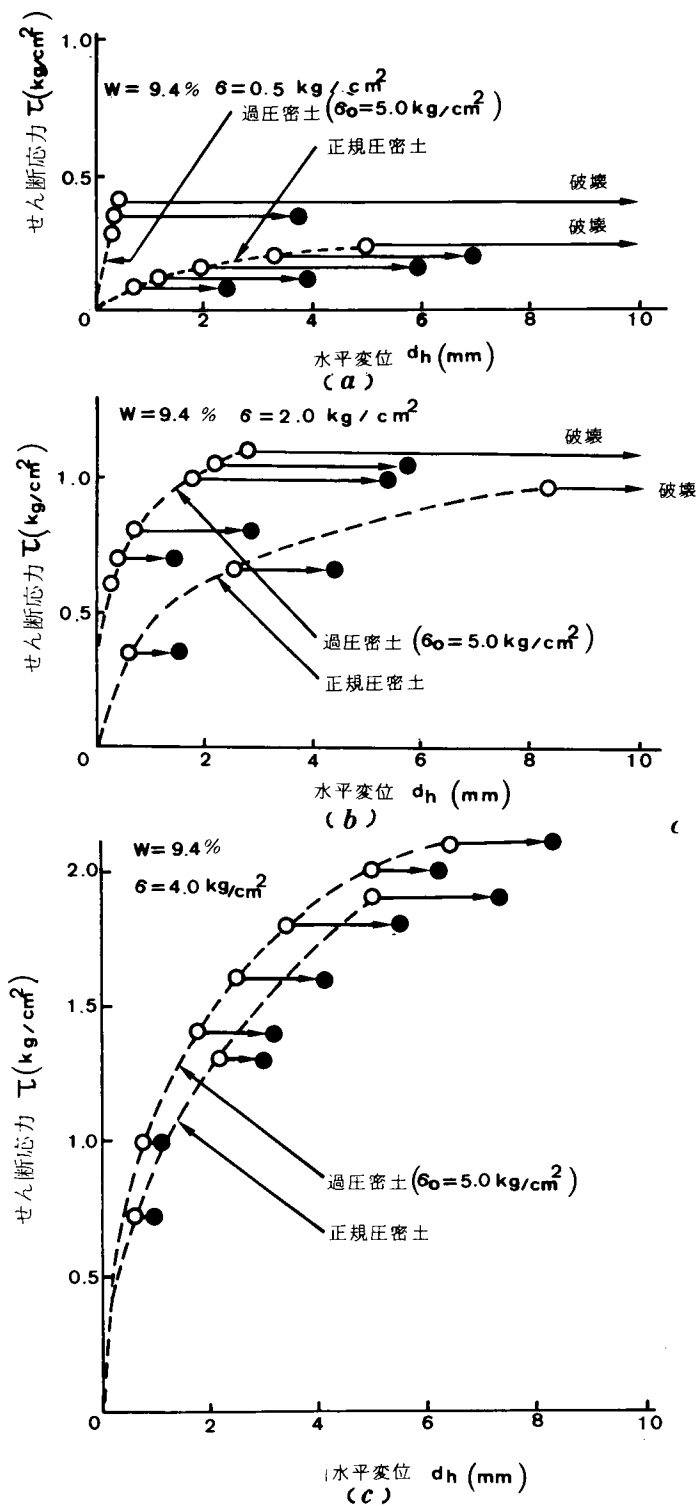


図 7・3 浸水時における水平変位

なり、 $0.25\text{kg} / \text{cm}^3$ の τ で破壊を生じ、浸水時供試体には顕著な体積の減少が認められた。このように、 σ が同じであっても $d_{h(sub)}$ に関する性状は、正規圧密土と過圧密比の大な過圧密土とでは大きな差異がある。過圧密土であっても図7・3 (c)のように過圧密比が小さくなると、 $d_{h(sub)}$ の性状は正規圧密土のそれに近似してくる。

3) 応力履歴と各ケースのせん断強度

次に同じ応力履歴条件下にある供試体において、図7・2に示すケース [A],[B],[C]のせん断強度を比較してみると、2つの場合がある。

1つは[A]と[B]の両者の値がほぼ等しく、[C]の値が2者のそれよりも小さくなる場合で、他の1つは [A],[B],[C]の三者の値がともにほぼ等しくなる場合である。

前者は σ の小さい正規圧密土ならびに σ_0 の小さい過密土の試験で見られる。図7・4に正規圧密土の試験結果を示す。この場合 σ が小さいことにより密度は低く、浸水時において何らかの $d_{h(sub)}$ を生じ、ケース [A] をみることはまれで、通常ケース[B]と[C]の2つになる。ケース[B]のせん断強度 $s'_{(m)f(B)}$ は、図7・4 (a)で見られるように、不飽和土のせん断強度 $s_{(m)f}$ の値を若干下まわるもののあまり差異はなく、破壊包絡線はおよそ原点を通る直線となる。これに対しケース[C]におけるせん断強度 $s'_{(m)f(C)}$ は、図7・4(b)のように著しく小さくなる。この $s'_{(m)f(C)}$ は土粒子の移動中、つまり土粒子接面の抵抗力の減少中における土のせん断抵抗であることから、その値は当然、浸水後における土粒子の安定した状態で試験された $s'_{(m)f(A)}$ および $s'_{(m)f(B)}$ の値よりも小さくなる。なお、このケース[C]においては浸水時体積減少を伴う。図7・5に σ_0 の小さい過圧密土の試験結果例を示す。図7・5 (a)はケース[A]のせん断強度 $s'_{(p)f(A)}$ およびケース[B]のせん断強度 $s'_{(p)f(B)}$ を示したものである。これによると、この土では過圧密効果による強度増分が浸水により消滅し、図7・4 (a)の試験結果と対照して分かるように、正規圧密土のケース[A]ならびに[B]のせん断強度にほぼ等しくなってしまう。そして、ケース[C]のせん断強度 $s'_{(p)f(C)}$ は、図7・4 (b)のように、 $s'_{(p)f(A)}$ ならびに $s'_{(p)f(B)}$ よりも小さく、不飽和な正規圧密土の $s_{(m)f}$ よりもさらに小さくなる。この場合も、正規圧密土の場合と同様、浸水時土粒子の移動による供試体の体積減少が見られる。

次に、ケース [A],[B],[C] 3者のせん断強度がほぼ等しくなる場合としては、

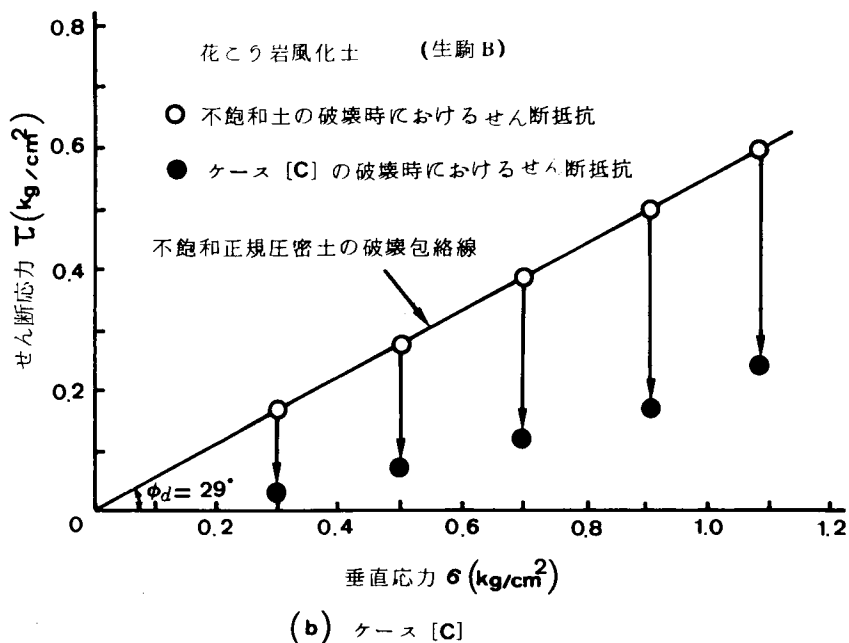
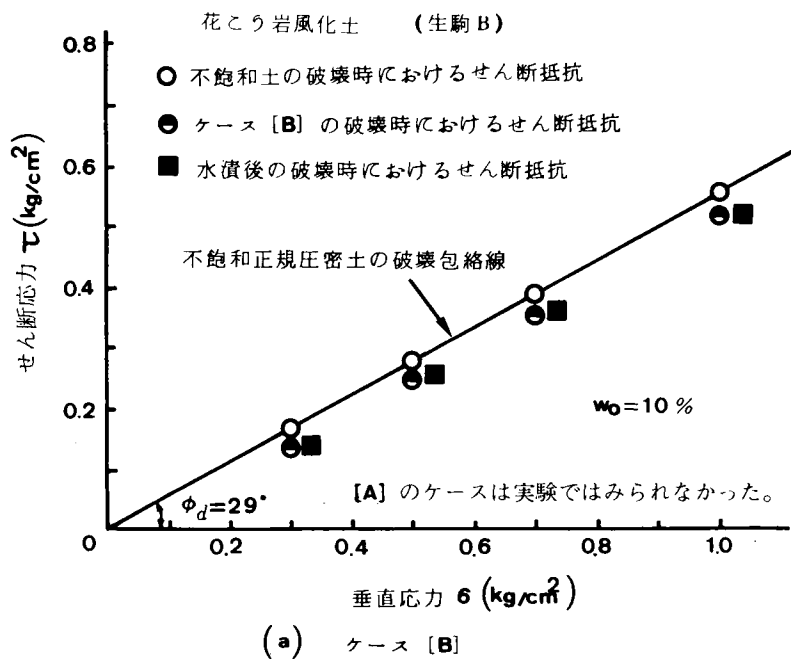
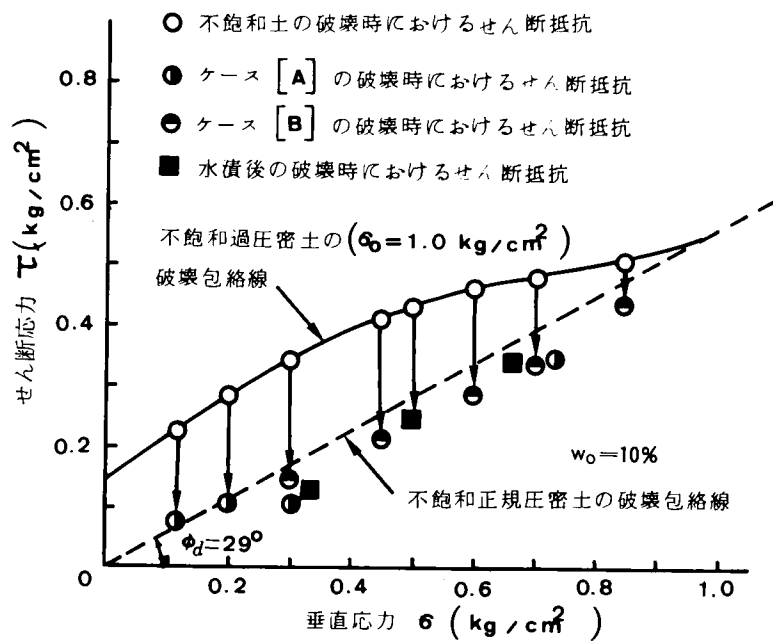
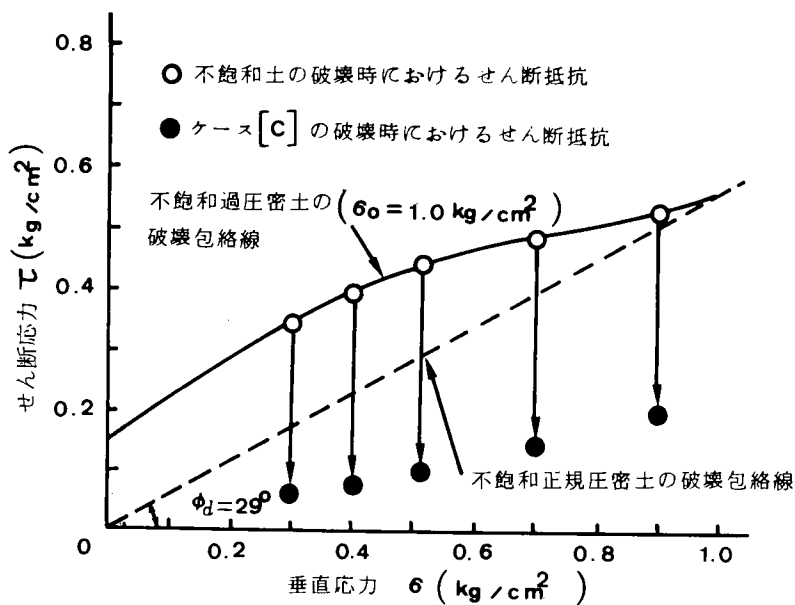


図 7・4 正規圧密土の試験結果



(a) ケース [A] [B]



(b) ケース [C]

図7・5 先行垂直応力が比較的小さい過密土の試験結果例

σ の大きい正規圧密土ならびに σ_0 の大きい過圧密土の試験において見られる。 σ_0 の大きい過圧密土に関する試験結果の1例を図7・6に示す。図のように σ_0 の大きい過圧密土では、ケース[A][B][C]3者のせん断強度はほぼ等しく、また浸水時における供試体の体積変化はきわめて小さかった。

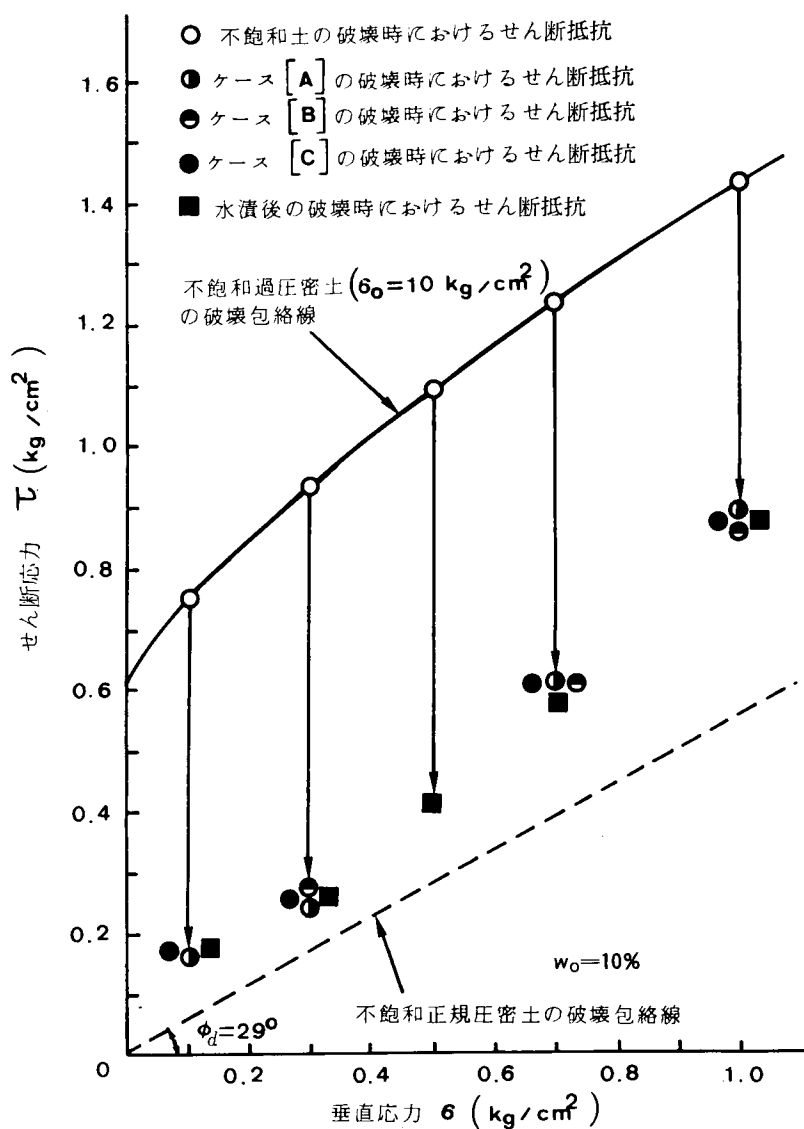


図7・6 先行垂直応力が比較的大きい過圧密土の試験

以上のことから、いずれにしてもケース〔C〕のせん断強度が、〔A〕および〔B〕のそれよりも小さくなるかどうかは、浸水時における土の体積減少にかかわりがあるものと考えられ、特に注目すべきところである。

なお、供試体に垂直力を加え、そのまま24時間水漬し、のちせん断試験を行った場合のせん断強度（図7・4～7・6中、■印）とケース〔A〕および〔B〕のせん断強度は、供試体の応力履歴条件さえ同じであれば、それぞれの値はほぼ等しくなることが判明した。

7.4 結 論

浸水に伴う土のせん断強度の低下量を測定するためのせん断試験機を製作した。実験結果について種々検討の結果、次のことが明らかとなった。

この種の締固め土は浸水を受けると土のせん断強度は減少するのが通常で、特に締固め不足で密度の低い土では、浸水時土粒子は容易に移動し、せん断強度は著しく小さくなる。一定の垂直力と一定のせん断力が作用し平衡状態にある不飽和土の浸水時におけるせん断抵抗の性状は、〔A〕〔B〕〔C〕の3つのケースに分類される。〔A〕は浸水時水平変位を生じないケース。〔B〕は浸水時ある水平変位を生じたのち静止するケース。〔C〕は浸水時完全に破壊するケースである。これら3者のせん断強度を比較すると2つの場合がある。1つはケース〔A〕と〔B〕の両者のせん断強度がほぼ等しく、ケース〔C〕の値が2者のそれよりも小さくなる場合で、他の1つは〔A〕〔B〕〔C〕の3者の強度がともにほぼ等しくなる場合である。いずれになるかは、ケース〔C〕の浸水時における土の体積減少の程度に関係あるものと思われる。

なお最近、シラスについて著者の手法による浸水せん断試験が落合⁹⁾によって行われ、シラスについても著者のものとほぼ同じ結果が得られたと報告されている。

参 考 文 献

- 1) 福田護・今西肇・藤原一薫(1975)：風化砂質土構造物の浸水に伴うせん断抵抗力の低下に関する基礎的研究，土木学会第30回年次学術講演会概要集第3部，pp.420～422.
- 2) 福田護・小川敬次郎(1978)：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下について，第13回土質工学研究発表会講演集，pp.449～452.
- 3) 福田護(1978)：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析，土質工学会論文報告集，Vol. 18, No. 3, pp.76～79.
- 4) 丹野忠幸・佐々木健造(1974)：突固めた土の三軸圧縮下における水浸挙動について，土木学会第29回年次学術講演会概要集第3部，pp.110～111.
- 5) 鬼塚克忠・原裕(1974)：締固め土の力学的特性に及ぼす水浸の影響，土木学会第29回年次学術講演会概要集第3部，pp.112～113.
- 6) 太田秀樹・日浦喜章・畠昭治郎(1976)：水浸を受けた締固め土の強さ，第11回土質工学会研究発表会講演集，pp.275～278.
- 7) 丹野忠幸(1978)：浸透水の土のせん断強さへの影響について，土木学会第33回年次学術講演会概要集第3部，pp.33～34.
- 8) 福田護・今西肇・藤原一薫(1976)：浸水によるせん断力低下測定試験機の試作，土木学会関西支部研究発表会概要集，p.Ⅲ—4.
- 9) 落合英俊・佐藤秀文・松尾富士男(1978)：浸水によるシラスのせん断および圧縮変形性状の変化について，土木学会西部支部研究発表会概要集，pp.117～118.

第8章 盛土地盤の性状^{1) 2) 3) 4)}

風化砂質土による盛土地盤は堅固な地山に築造されるのが通常である。地盤は施工時 q の締固め荷重で一様に締固められるものとする。地盤の性状は図 8・1 (a) のように表わすことができる。図のように、 q に等しい土かぶり圧 p を受ける深さ B 点を境として、 B 点以深の正規圧密領域と、 B 点より上部の q の応力履歴を受けた過圧密領域に分けられる。図 8・1 (b) は第 4 章で示した室内試験結果にもとづいて、地盤の状態を $e \sim \log p$ 曲線で表現したものである。例えば、図 8・1 (a) 中 A 点は q より p のほうが大となるので正規圧密状態にあり、一方 C 点は q より p のほうが小となるので過圧密状態にある。同じ過圧密状態であっても、図 8・1 (b) の、 $e \sim \log p$ 曲線を見ると理解できるように、 q が大きいほど e は小さくなり過圧密比の大きい強固な地盤が造成されることになる。図 4・7 の繰返し圧縮曲線を見ると、前述のとおり過圧密状態では再載荷による e の変化はほとんど認められないことから、過圧密領域においては、土かぶり圧 p と構造物による圧力増分 Δp の和が締固

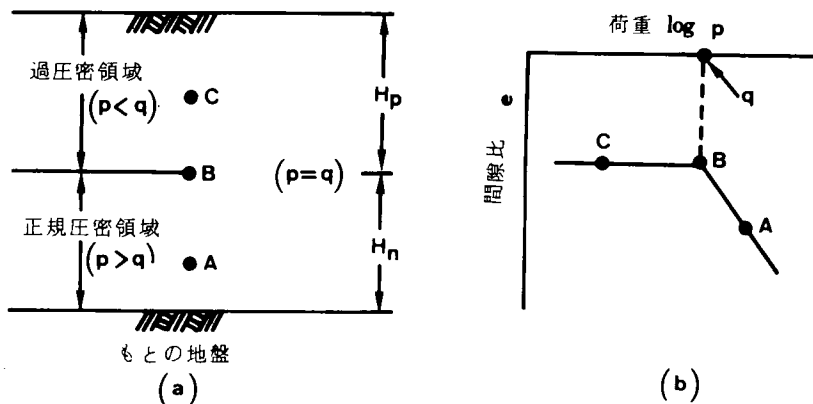


図 8・1 盛土地盤の性状

め荷重 q より大きくならない限り、その変形は無視できるほど小さいことになる。

次に、安定解析に必要な盛土地盤のせん断強度について、第6章の室内せん断試験でえられたこの種の土の特性を踏まえて説明する。含水比の一定な盛土について、土中のある点における水平面と θ 度傾く面に作用する締固め時の垂直応力 σ_c および完成後の垂直応力 σ ，ならびに強度 s_f の3者の関係は、その受けた応力の履歴から図8・2のように表現されよう。

ここで上述のうち σ_c は、図8・3に示すとおり、締固め荷重 q によって生じる鉛直応力 σ_{vc} と水平応力 σ_{hc} の両者から次の式によって求めることができる。

$$\sigma_c = \sigma_{hc} + (\sigma_{vc} - \sigma_{hc}) \cos^2 \theta \quad \text{-----} \quad (8 \cdot 1)$$

なお、 σ_{hc} は、

$$\sigma_{hc} = K_n \cdot \sigma_{vc} \quad \text{-----} \quad (8 \cdot 2)$$

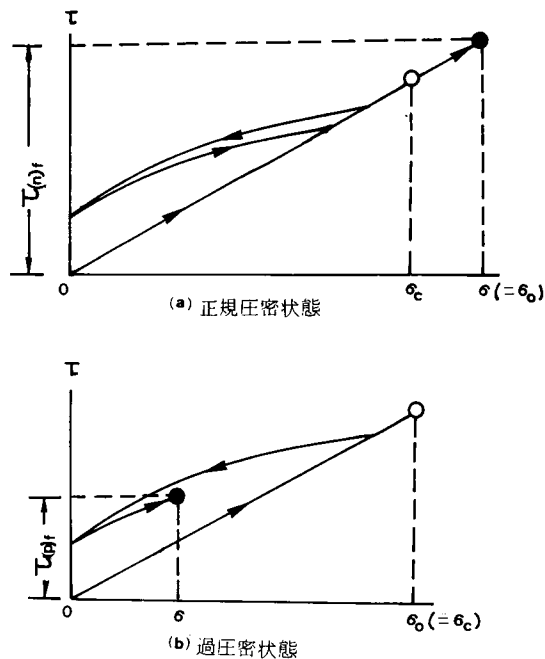


図8・2 応力履歴とせん断強度

締固め時は通常、正規圧密状態に近いものと推察されるので、 K_n 値を正規圧密土の静止土圧係数0.5程度^{5) 6)} とすると、 σ_{vc} の値を適宜設定することにより σ_{hc} を得ることができる。ここで、 $\sigma_c < \sigma$ の場合 (図 8・2(a)) は正規圧密状態となり、一方 $\sigma_c > \sigma$ の場

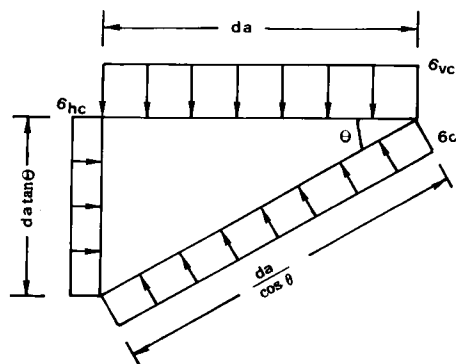


図 8・3 締固め時の応力状態

合 (図 8・2(b)) は過圧密状態でこの σ_c が図から分かるように先行垂直応力 σ_v となるわけである。したがって、上述の応力条件に適合した室内のせん断試験値をもってそのせん断強度とし、盛土斜面の安定解析を行えばよいことになる。

参 考 文 献

- 1) 福田護・今西肇・浦上学(1974)：風化砂質土による土構造物の圧縮沈下解析について，土木学会第29回年次学術講演会概要集第3部，p.369.
- 2) 福田護・藤原一薫・小川敬次郎(1977)：傾斜面上に築造されるマサ土斜面の一安定計算，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，Ⅲ—11.
- 3) 福田護(1977)：盛土地盤上に構築される構造物の沈下とその解析について，土と基礎，Vol. 25, No. 2, p.35.
- 4) 福田護(1978)：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析，土質工学会論文報告集，Vol. 18, No. 3, p.80.
- 5) 最上武雄(1969)：土質力学，技報堂，pp.555～556.
- 6) G. P. チエボタリオフ・石井靖丸訳(1951)：チエボタリオフの土質工学，上巻，技報堂，p.267.

第9章 構造物の構築による盛土地盤の沈下解析^{1) 2)}

9.1 概 説

過去、砂質土地盤上に構築される構造物の沈下量を算定するためのいくつかの式が提案されている。コーン貫入抵抗値 q_c と砂の変形係数の比例関係を用いるドベール³⁾ (De Beer, 1948) の式、N 値を直接利用して求めるテルツアギー〜ペック⁴⁾ (Terzaghi~Peck, 1968) の式、弾性論的考え方に q_c からの変形係数を用いて求めるシュメートマン⁵⁾ (Schmertmann, 1970) の式、そしてテルツアギー〜ペックの式にクリープ係数を導入した松浦・椋代⁶⁾ (1976) の式がある。これらの式はいずれも、現位置での試験を必要とすることから、当然既存の地盤をその適用の対象とする。よって上述の式により、盛土地盤の築造前にその地盤の載荷による沈下量を予測することは不可能である。

そこで本章では、第4章で述べた風化砂質土の室内圧縮試験において、正規圧密状態で $e \sim \log p$ 線が直線状を示すこと、ならびに過圧密状態の範囲では載荷してもその変形が無視できるほど小さいことから、盛土地盤の応力履歴を考慮し、構造物の構築による地盤の変形量の算定法を提案している。そして、4種の土について種々の含水比ならびに締固め荷重を設定した解析結果を示している。

9.2 解 析 法

堅固な基盤上に造成される盛土地盤の構造物の構築による沈下量は、第8章で述べた正規圧密領域と過圧密領域の各沈下量の和として求めることができる。

正規圧密領域における構造物の圧力増分 Δp による沈下量 ΔH_n は、正規圧密粘土と同じように次の式によって求められる。

$$\Delta H_n = H_n \frac{C_c}{(1 + e_n)} \log \frac{p + \Delta p}{p} \dots\dots\dots (9 \cdot 1)$$

ここで、 ΔH_n : 正規圧密領域の沈下量(m), H_n : 正規圧密土の層厚(m), C_c : 圧縮指数, e_n : 地盤の初期間隙比, p : 土かぶり圧 (t/m^2)

次に、過圧密領域のある深さにおける土かぶり圧 p と間隙比 e_p を図 9・1 中の点 c で表わす。この e_p は、締固め時における間隙比 e_c にほぼ等しい。地盤上に構造物が構築されることにより、上記の深さにおける圧力 p から $p + \Delta p$ に増大し、この値が q より大となれば、図のように c 点から d 点の状態に移行したことになる。前述のように $c \rightarrow b$ の圧力増加による変形は無視できるので、實際上、 $b \rightarrow d$ における変形を考えればよい。したがって、過圧密領域の沈下量 ΔH_p は、この領域を正規圧密領域と仮想して算出される沈下量 ΔH_1 (図中、 $a \rightarrow d$) から、締固め効果によって事前に沈下を終了している量 ΔH_2 (図中、 $a \rightarrow b$) を差引いた値となり、次のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\Delta H_p &= \Delta H_1 - \Delta H_2 = H_{pn} \frac{C_c}{(1 + e_{pn})} \log \frac{p + \Delta p}{p} \\ &\quad - H_{pn} \frac{C_c}{(1 + e_{pn})} \log \frac{p + (q - p)}{p} \\ &= H_{pn} \frac{C_c}{(1 + e_{pn})} \log \frac{p + \Delta p}{q} \dots\dots\dots (9 \cdot 2)\end{aligned}$$

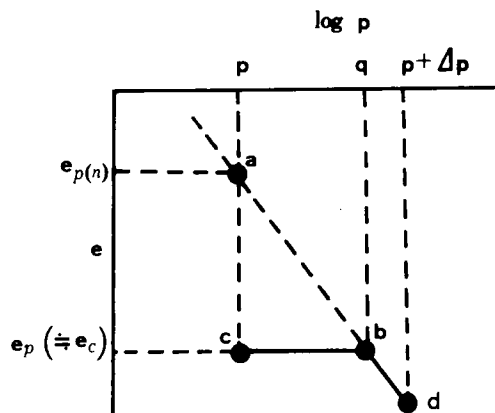


図 9・1 過圧密領域の沈下説明

ここにおいて、 $H_{p(n)}$ は正規圧密状態と仮想した層厚で、次のように表わされる。

$$H_{p(n)} = \frac{H_p}{1 - \frac{\Delta e}{1 + e_{p(n)}}} \quad (9 \cdot 3)$$

上式中、 H_p は過圧密土の層厚、 $e_{p(n)}$ は図 9・1 中の a 点で示す正規圧密状態と仮想した間隙比、そして $\Delta e = e_{p(n)} - e_c$ である。

近似的に式 (9・2) 中 $H_{p(n)} \doteq H_p$ とすると、

$$\Delta H_p = H_p \frac{C_c}{(1 + e_{p(n)})} \log \frac{p + \Delta p}{q} \quad (9 \cdot 4)$$

となる。式 (9・2) (9・4) において、 $q \geq p + \Delta p$ の場合、沈下は生じない。したがって、構造物の構築による盛土地盤の沈下量 ΔH は、正規圧密領域と過圧密領域の両者における沈下量の和として求められる。

$$\Delta H = \Delta H_n + \Delta H_p \quad (9 \cdot 5)$$

以上のことから、実際上次の手順でその沈下量の解析を行うことができる。

- (1) 設計条件と室内の試験結果とあわせ考え締固め荷重 q (t/m²) を決める。
- (2) 現場の土と同じ含水比で行った室内圧縮試験の $e \sim \log p$ 曲線より q に対応する e から γ_a (t/m³) を求め、土の単位体積重量 γ (t/m³) を算定する ($\gamma = (1 + w/100) \gamma_a$)。
- (3) 過圧密領域の γ は一定とする (繰返し圧縮試験の結果によると γ の値はほとんど変らない)。
- (4) 正規圧密領域と過圧密領域の境界深さ H_p を算定する ($H_p = q/\gamma$)。
- (5) 正規圧密領域の γ は $e \sim \log p$ 線 (室内試験) から土かぶり圧に相当する p に対応した e から求める。
- (6) 土かぶり圧は土の単位体積重量の累計とする。
- (7) 構造物の構築によって盛土地盤に伝わる増分圧 Δp は、例えばブシネスク³⁾ (Boussinesq) あるいはウエスタガード³⁾ (Westergaard) の式などを用いて計算する。

- (8) 正規圧密領域の沈下量を式(9・1)で、そして過圧密領域の沈下量を式(9・2)あるいは式(9・4)で求める。
- (9) 盛土地盛の構造物の構築による沈下量は両領域の沈下量の和として式(9・5)から求められる。

9.3 解 析 例

1) 解 析 例

図9・2に示す花こう岩風化土(生駒B)による盛土地盤は厚さが10m, そして10t/m²のqで一様に締固められている。w_o=10.8%, 室内圧縮試験により正規圧密状態のC_cは0.35であった(図4・2)。地盤上に構築される構造物の荷重Δpは5t/m²(鉄筋コンクリート住宅3階建程度)で、基底面が非常に大きく荷重は鉛直方向に100%伝達するものとする。e~log p 曲線から、q=10t/m²に対応する土の単位体積重量は1.50t/m³となる。

したがって、過圧密領域の厚さは、

$$H_p = \frac{q}{\gamma} = \frac{10\text{t/m}^2}{1.50\text{t/m}^3} = 6.7\text{m}$$

となる。

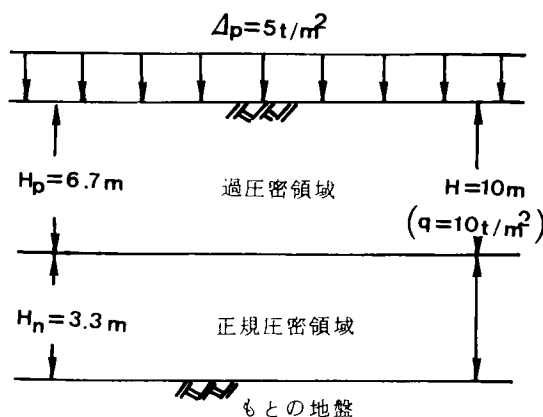


図9・2 盛土地盤

次に、盛土地盤を1 m層ごとに分割し、構造物建設前の各層の e および γ を求める。 e および γ については、過圧密領域で一定とし正規圧密領域では室内試験の $e \sim \log p$ 線と土かぶり圧 p を対応させて求める。各1 m層当りの圧力増分による変形量 dh を式(9・1) および式(9・2) によって求める。表9・1に e , γ , p および dh の計算結果を示す。表中、 p は各1 m層の中間面に作用する値を示している。

以上のことから、求めようとする構造物の構築による盛土地盤の沈下量は式(9・5) より次のようになる。

$$\Delta H = \Delta H_n + \Delta H_p = (2.3 + 2.5 + 2.6) + (2.6 + 2.3 + 2.1 + 0.2) = 14.6 \text{ cm}$$

なおここで、正規圧密領域と過圧密領域のそれぞれを一層として、層の中間面における e , γ および p をその代表値として ΔH を求め、上記の値と比較した。この計算によると、正規圧密領域の変形量は 8.9cm, 過圧密領域の変形量は 0 cm, つまり 8.9cm となった。したがって、この値は1 mごとに分割した値(14.6cm) の約60

表9・1 沈下解析

深さ d	e	e_{pn}	$\gamma(\text{t/m}^3)$	$p(\text{t/m}^2)$	1メートル層当たりの 変形量 $dh(\text{cm})$
0 m	0.95	1.34	1.50	0.75	0
1	0.95	1.18	1.50	2.25	0
2	0.95	1.08	1.50	3.75	0
3	0.95	1.04	1.50	5.25	0.2
4	0.95	1.00	1.50	6.75	2.1
5 m	0.95	0.97	1.50	8.25	2.3
6	0.95	0.96	1.50	9.50	2.6
7	0.95	—	1.50	10.75	2.6
8	0.93	—	1.51	12.26	2.5
9	0.90	—	1.53	13.79	2.3
10 m					

$H_p = 6.7 \text{ m}$
 $H_n = 3.3 \text{ m}$

正規圧密領域 $e = e_n$, 過圧密領域 $e = e_c$

%で、かなりの誤差が認められることから、解析に際しては誤差を少なくする目的で、地盤を適正な厚さの層に分割して解析を行うことが望まれる。

2) 各種風化土の解析結果

表2・1に示した4種の土の薄層で締固められた盛土地盤について種々の条件を設定し、沈下解析を行った。

まず、各種土の q と H_p の関係を表9・2に示す。 q が大なほど、当然 H_p も大となる。ここで $H_p/q=m$ とすると、 m の値は q の増加とともに若干小さくなる傾向を示すが、 30t/m^2 以下の q では $m=0.62\sim 0.82$ であった。また表から分かるように、 w_o が大なほど H_p は若干小となる。しかし通常、 30t/m^2 以下の q では平均値的な m 値を0.7として概算的に得られる H_p 値と実際値の両者には、それほど大きな差異はないものと推察される。

次に、構造物の圧力増分によって生じる地盤(w_o は自然含水比程度)の圧縮ひずみ ϵ_v を図9・3～9・6に示す。各図から明らかなように、両領域の境界面で ϵ_v は Δp の大小に関係なく最大値 $\epsilon_{v\max}$ を示す。そして、 $\epsilon_{v\max}$ の値は q が大きいほ

表9・2 締固め荷重と過圧密層 H_p の厚さ

試料	$w_o(\%)$	C_c	$q(\text{t/m}^2)$	
			10	30
花こう岩	10.8	0.35	6.7	18.2
風化土 (生駒B)	14.3	0.29	6.2	17.2
せん緑岩	15.4	0.46	6.8	18.2
風化土 (花屋敷A)	18.8	0.60	6.3	17.1
流紋岩系	12.4	0.43	7.2	19.4
風化土 (市之瀬A)	18.3	0.55	6.7	17.6
安山岩系	17.0	0.38	7.5	21.0
風化土 (二上A)	25.1	0.56	7.3	19.4

単位：m

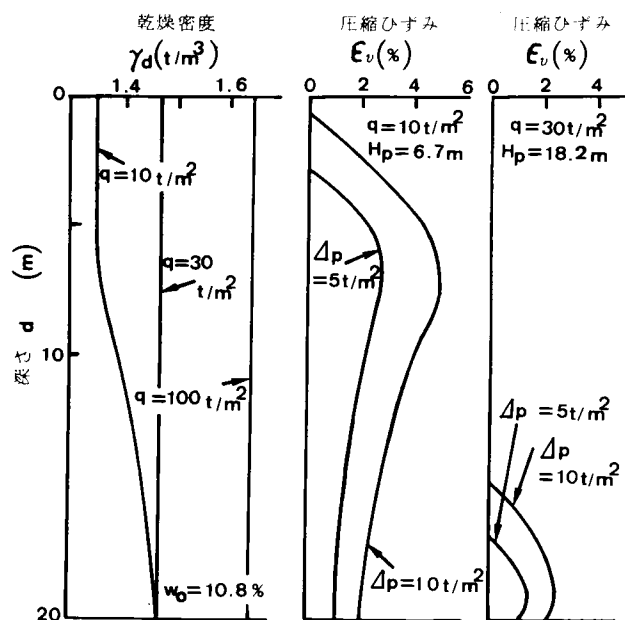


図 9・3 花こう岩風化土の解析結果例

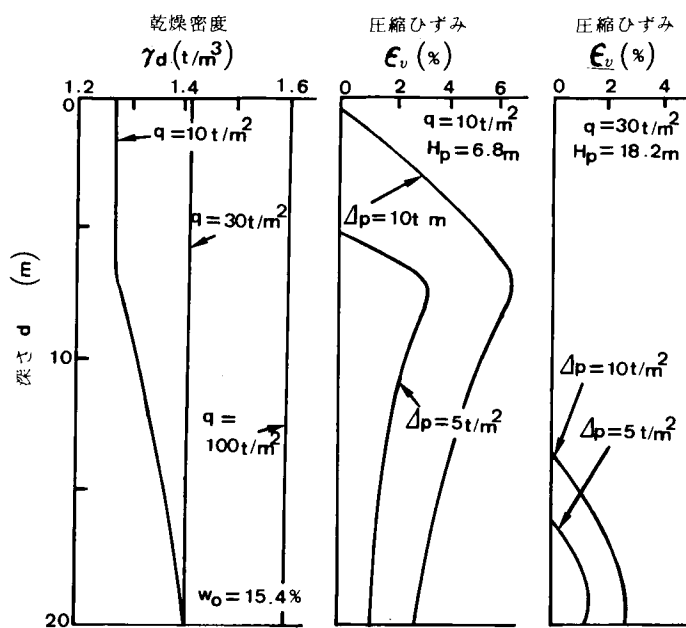


図 9・4 せん緑岩風化土の解析結果例

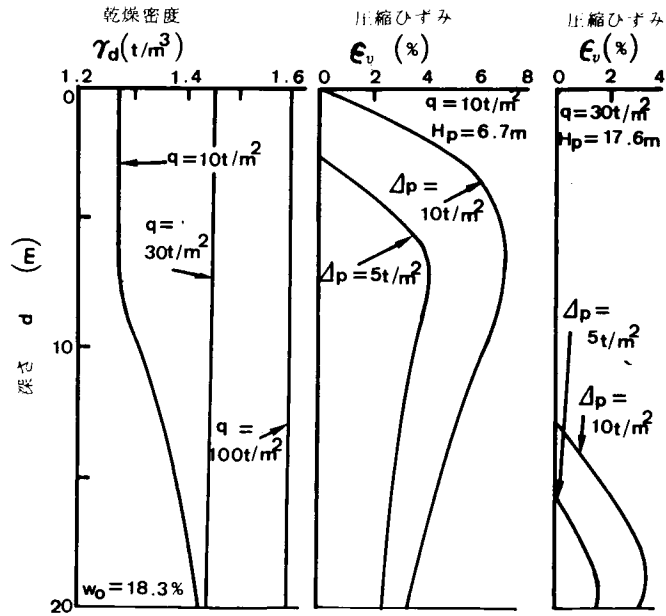


図 9・5 流紋岩系風化土の解析結果例

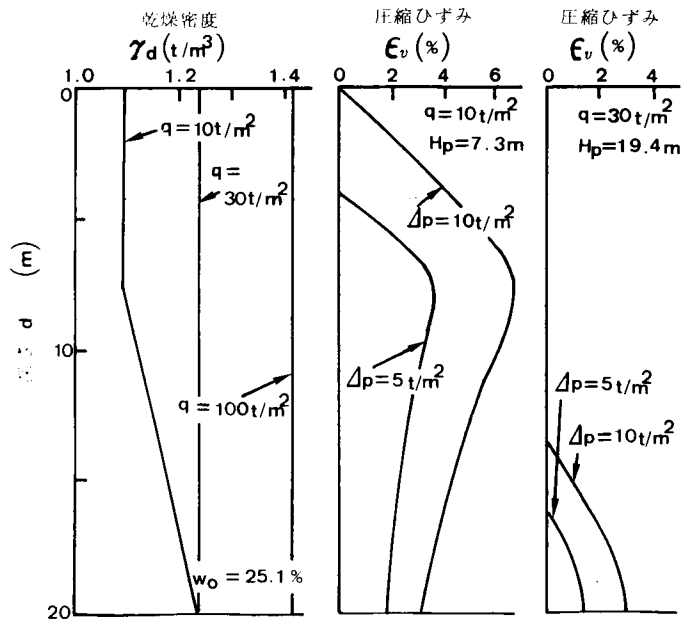


図 9・6 安山岩風化土の解析結果例

表 9・3 各種地盤の沈下解析結果

試料土	w _o (%)	H (m)	p=10(t/m ²)		p=30(t/m ²)	
			△p=5(t/m ²)	△p=10(t/m ²)	△p=5(t/m ²)	△p=10(t/m ²)
花こう岩 風化土 (生駒B)	10.8 (0.35)	5	1	11	0	0
		10	15	34	0	0
		20	31	62	4	12
	14.3 (0.29)	5	2	9	0	0
		10	13	29	0	0
		20	26	54	5	12
せん緑岩 風化土 (花屋敷A)	15.4 (0.46)	5	1	13	0	0
		10	18	43	0	2
		20	39	82	5	15
	18.8 (0.60)	5	3	19	0	0
		10	24	58	0	0
		20	51	108	9	23
流紋岩系 風化土 (市之瀬A)	12.4 (0.43)	5	1	11	0	0
		10	15	38	0	0
		20	35	74	1	8
	18.3 (0.55)	5	2	16	0	0
		10	21	50	0	0
		20	46	95	7	20
安山岩系 風化土 (二上A)	17.0 (0.38)	5	1	10	0	0
		10	12	31	0	0
		20	28	61	1	6
	25.1 (0.56)	5	1	13	0	0
		10	17	44	0	1
		20	40	86	4	13

H: 盛土厚, () 内は C_c

単位: cm

ど小となり、その位置も地表面から深くなる。また q と Δp の大きさの度合から、地表面からある深さまでは ϵ_v を生じない場合がある。

表 9・3 は、各種土の自然含水比程度における沈下解析の結果を示す。花こう岩風化土の場合、他の土に比べ **図 4・6** に示すように C_c の値が小さいことから、沈下量 ΔH は比較的小さくかつ w_o の変化による差異も小さい。一方、せん緑岩・流紋岩系および安山岩系風化土では C_c の値が大きいことから ΔH は大きく、かつ w_o の変化による ΔH の差異も大きい。このことはつまり、**第 4 章** で述べたとおり、試料、土の含有鉱物の特性がその性状に関与していることになる。

9.4 結 論

以上のように本章では、構造物の構築による盛土地盤の沈下量について、締固め圧を考慮した解析法を述べ、あわせて種々の条件下における解析結果を示した。この方法によると、盛土地盤を正規圧密領域と過圧密領域に分け、沈下量は両者の変形量の和として求めることができる。そして、この方法による解析結果によると、上記の両領域の境界面で構造物の構築による圧縮ひずみは最大値を示すことが明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) 福田護・中沢重一(1975)：火成岩系風化砂質土による盛土造成地盤上に建設される構造物の沈下解析，第10回土質工学研究発表会概要集，pp.425～428.
- 2) 福田護(1977)：盛土地盤上に構築される構造物の沈下とその解析について，土と基礎，Vol. 25, No. 2, pp.35～38.
- 3) E. De Beer(1948)：Settlement Records on Bridges Founded on Sand, Proc. 2nd Int. Conf. on S.M.F.E., Vol. II, p.111.
- 4) K. Terzaghi and R. B. Peck(1968)：Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, p.491.
- 5) J. H. Schmertmann(1970)：Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, ^{Proc.,} A. S. C. E. Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, SM3, pp.1011～1043.
- 6) 松浦誠・椋代仁朗(1975)：まさ土地盤の長期安定に関する各種実験，文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告，pp. 6～36.
- 7) 土質工学会編(1965)：土質工学ハンドブック，土質工学会，p.111, p.119.

第10章 浸水に伴う盛土地盤の沈下解析^{1) 2)}

10.1 概 説

大規模な盛土地盤の造成工事が盛んになって以来、造成完了後の浸水に伴う盛土自体の沈下が、種々問題となっている。^{3) 4) 5) 6) 7) 8)}

松尾³⁾ (1977)はまさ土の特性と問題点として、この種の沈下の重大性からその究明と対策の必要性を強調している。田中^{7) 5)}(1973) はまさ土について、そして三笠^{8) 5)}(1973) は泥岩について簡単な室内試験を行っているが、その結果を応用した地盤の沈下解析までは行っていない。また谷本^{6) 5)}(1975) はまさ土について三軸圧縮試験機を用い、浸水圧縮試験を行いその結果から盛土地盤の浸水に伴う沈下量を推定しようと試みているが、十分に応用できるまでには至っていない。

そこで本章では、この種の沈下が施工時の締固め圧と造成後の土中の応力状態、つまり地盤の応力履歴条件に支配されるとした基本的な考え方から、**第5章**で述べた室内試験の結果を利用した沈下量の解析法と、地盤の浸水に伴う圧縮ひずみの性状について述べる。

10.2 解 析 法

まず、この種の沈下解析の手順を述べるにさきだち、**第5章**で示した室内試験で得られた浸水による圧縮ひずみと地盤の応力条件、すなわち締固め荷重 q と土かぶり圧 p を考えあわせ、地盤の圧縮ひずみ $\epsilon_{v(sub)}$ の性状を考えることにする。

一様に造成された盛土地盤が浸水を受け、もとの地盤面から地表面まで地下水面が上昇するものと単純化すれば図10・1に示す[A]～[D]の4つのタイプに分類される。

(1) 締固めが行われない場合 (図10・1 [A])

単に盛り立てられた場合で、図中(a)に示す地盤内の各点における応力状態を(c)(d)

図に点記し $\epsilon_{v(sub)}$ の性状を(b)図に示す。図からわかるように、B点を境として下部においては、土の乾燥密度 γ_d が第5章で述べた限界乾燥密度 γ_{do} より大となるので $\epsilon_{v(sub)}$ を生ぜず、上部では γ_{do} より小となるので $\epsilon_{v(sub)}$ を生じることになる。この場合の $\epsilon_{v(sub)}$ は地表面に近いほど大で、沈下量 ΔH はきわめて大きい。

なお、施工時土工機械が盛土上を走行するのが普通で何らかの締固めが行われるが、小規模の盛土工事でみられるようにトラックで土を搬入し、ショベル・くわなどで土をひろげなると、過圧密土はトラックの走行部などで局部的にみられるものの盛土全体としては正規圧密土で占められている場合がある。この場合、取扱上安全側にみて締固めが行われていないものとみなすこのタイプになる。

(2) 締固め荷重が小さい場合 (図10・1 [B])

締固め荷重圧を q 、土かぶり圧を p とすると、図のようにC点 ($q=p$) を境として、正規圧密領域と過圧密領域に分けられる。正規圧密領域内で γ_{do} となる点をBとすると、その点を境として上部で $\epsilon_{v(sub)}$ を生じ、下部では $\gamma_d > \gamma_{do}$ で $\epsilon_{v(sub)}$ を生じない。過圧密領域においては q が小さいので、この領域全体にわたり $\epsilon_{v(sub)}$ を生じることになる。このように q が小さい場合、両領域の境界面 (図中、C点) で (b)図のように $\epsilon_{v(sub)}$ は最大となる。

(3) 締固め荷重が比較的大きい場合 (図10・1 [C])

この場合も(a)図に示すようにC点を境として正規圧密と過圧密の両領域に分けられる。正規圧密領域内で γ_{do} となる点をBとすると、それより上部では $\epsilon_{v(sub)}$ を生じ、下部ではそれを生じない。一方過圧密領域内では、(c)図から分かるようにD点を境としてそれより上部では $\epsilon_{v(sub)}$ を生ぜず、下部ではそれを生じる。この場合、(b)図のように地表面付近では $\epsilon_{v(sub)}$ を生ぜず、両領域の境界面付近で $\epsilon_{v(sub)}$ を生じるのが特徴である。地盤の沈下量 ΔH_{sub} は、上述の2者に比べ当然小さい。

(4) 締固め荷重が大きい場合 (図10・1 [D])

(a)図に示すようにB点を境として正規圧密領域と過圧密領域に分けられる。が、(b)図のように両領域の γ_d はすべてにわたって γ_{do} より大となるので $\epsilon_{v(sub)}$ を生じない。

以上のように浸水に伴う地盤の圧縮ひずみの性状を説明することができるが、

實際上その沈下量の解析は次の手順で行う。

- (1) 設計条件と室内の試験結果をあわせ考え締固め荷重 q を決める。
- (2) $e \sim \log p$ 曲線（室内試験）より q に対応する e から γ_d を求め、土の単位体積重量 γ を算定する。
- (3) 過圧密領域の γ は一定とする。
- (4) 正規圧密領域と過圧密領域の境界深さ H_p を算定する。
- (5) 土かぶり圧は土の単位体積重量の累計とする。
- (6) 地盤各 1 m 層当りの $\epsilon_{v(sub)}$ を室内試験から得られる圧縮ひずみ図から求める。
- (7) 地盤の沈下量 $\Delta H_{(sub)}$ は各 1 m 当りの変形量を合計したものである。

10.3 解析例

表 2・1 中の花こう岩風化土（生駒 B）、せん緑岩風化土（花屋敷 A）および安山岩系風化土（二上 A）の 3 種の土の自然含水比程度（3 種の土の解析結果では、最大沈下量を示した）で造成された地盤において、完成後浸水により地下水面が地表面まで上昇するものとした解析結果を図 10・2 ～ 10・4 に示す。結果から分かるように q が 5 t/m^2 程度以下では、図 10・1 の [A] および [B]、 $8 \sim 50 \text{ t/m}^2$ 程度で [C]

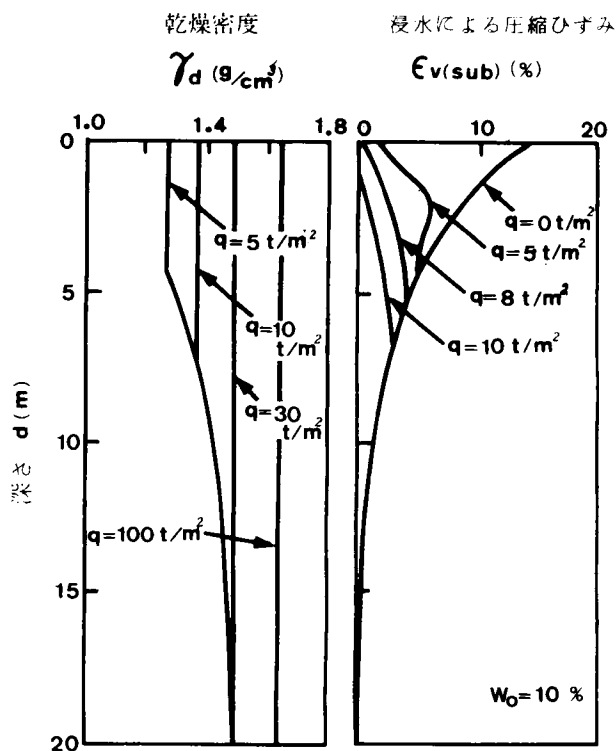


図 10・2 花こう岩風化土地盤の解析例

そして 50t/m^2 程度以上になると[D]のタイプになる。花こう岩・せん緑岩および安山岩系風化土の種々な条件における地盤の $\Delta H_{(sub)}$ を表10・1に示す。 $\Delta H_{(sub)}$ は、花こう岩風化土<安山岩系風化土<せん緑岩風化土であり、流動限界 w_{fl} は花こう岩風化土<せん緑岩風化土<安山岩系風化土である。 w_{fl} の観点から $\Delta H_{(sub)}$ を考えると、花こう岩風化土のような w_{fl} の低い土は、他の土に比べ浸水前の同一荷重条件

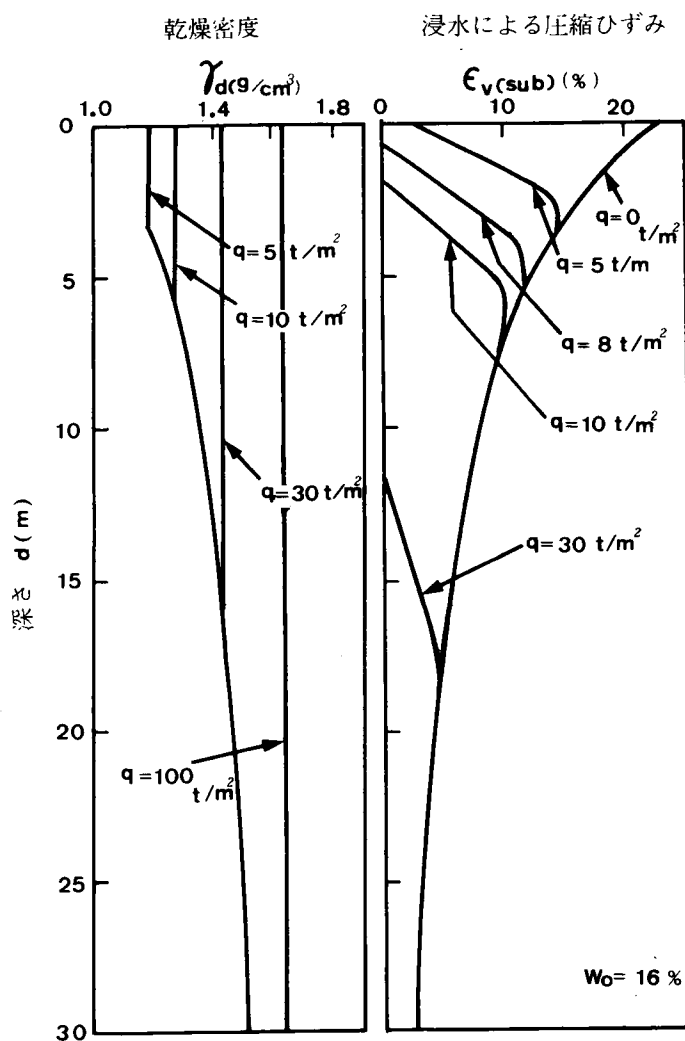


図10・3 せん緑岩風化土地盤の解析例

における γ_d は大きく、さらに浸水を受けても土粒子が水にそれほど敏感でないので、 $\Delta H_{(sub)}$ は表10・1のように比較的小さい値にとどまるものと考えられる。しかし上述のなかでせん緑岩風化土と安山岩系風化土の $\Delta H_{(sub)}$ は、 w_{fl} の大小関係とは逆になっている。安山岩系風化土はせん緑岩風化土に比べ w_{fl} は高く、しかも浸水前の同一締固め荷重条件における γ_d がせん緑岩風化土のそれよりも小である。にもかかわらず、表10・1のとおり安山岩系風化土の $\Delta H_{(sub)}$ は小さい。これは、安山

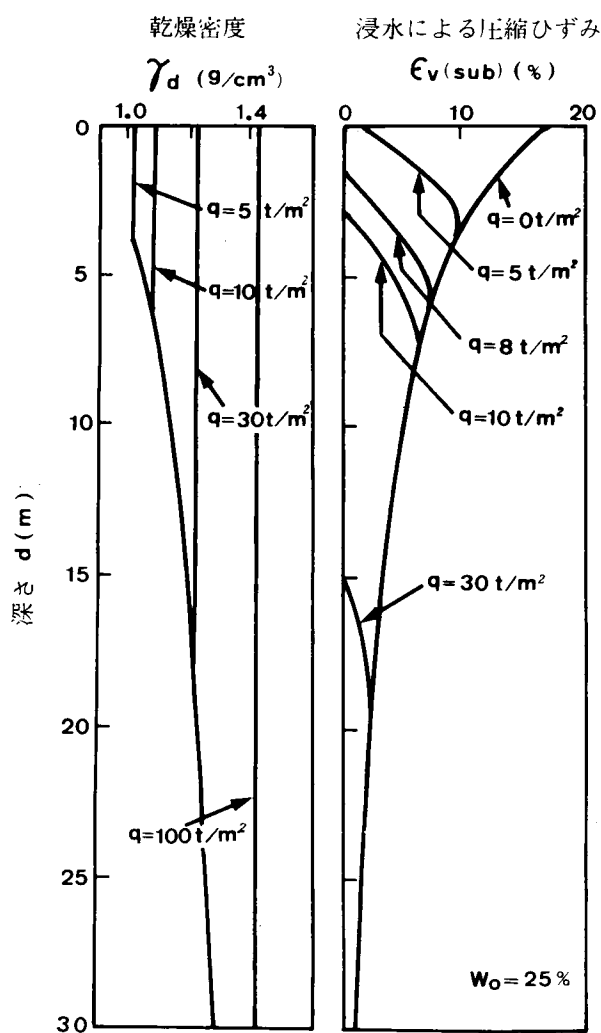


図10・4 安山岩系風化土地盤の解析例

表10・1 風化土地盤の浸水による沈下量

風 化 土 名	含水比(%)	地 盤 厚 H(m)	締固め荷重 q(t/m ²)		
			5	10	30
花こう岩 風 化 土 (生駒 A)	10	5	22	4	0
		10	35	16	0
		20	41	21	0
		30	41	21	0
せん緑岩 風 化 土 (花屋敷 A)	16	5	50	9	0
		10	101	56	0
		20	135	115	20
		30	172	131	34
安山岩系 風 化 土 (上 A)	25	5	33	4	0
		10	65	31	0
		20	100	65	7
		30	110	94	15

単位：cm

岩系風化土は粘性度が大なため、浸水を受けてもせん緑岩風化土ほど粒子が水に敏感でないことによるものと考えられる。以上のことはつまり“粘性度が低くもなし、高くもなし”といった砂質土の ΔH_{sub} が最も大となるものと考えられる。

10. 4 結 論

以上のように本章では、浸水に伴う盛土地盤の沈下量の解析法を述べ、種々の条件下における解析結果を示した。解析結果によれば一様に造成された地盤が浸水を受け、地表面まで地下水面が上昇するものと単純化すれば、地盤の圧縮ひずみの性状は4つのタイプに分けられる。そして締固められた地盤の圧縮ひずみは、正規圧密領域と過圧密領域の境界面で最大になることが明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) 福田護・中沢重一(1974)：火成岩系風化砂質土による土構造物の沈下解析について，土木学会第29回年次学術講演会概要集第3部， p.371.
- 2) 福田護・中沢重一(1977)：盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について，土質工学会論文報告集，Vol. 17, No.2， pp.70～73.
- 3) 松尾新一郎(1975)：まさ土の特性と問題点，土と基礎，Vol. 23, No.2， p. 7 .
- 4) 土質工学会関西支部(1975)：傾斜地造成の防災，pp.331～333.
- 5) 土質工学会関西支部(1976)：土と基礎の沈下と変形，pp.29～30.
- 6) 谷本喜一・野田耕・森本和久(1975)：雨水の浸透による盛土の沈下について，第10回土質工学研究発表会講演集，pp.417～420.
- 7) 田中茂・沖村孝・西垣誠(1973)：盛土の沈下に対する二三の考察，土木学会関西支部年次学術講演会概要集， p. Ⅲ—30.
- 8) 三笠正人・望月秋利・川本祥史(1973)：宅地沈下に関する一考察，第8回土質工学研究発表会講演集，pp.399～402.

第11章 堅固な地盤上に築造される盛土斜面の安定解析¹⁾²⁾³⁾

11.1 概 説

まさ土のような風化砂質土地帯における盛土工事では、その基盤は同種の土ないし風化の進んだ母岩の場合が多く、一般に堅固である。このような地盤上に盛土を築造するに際して、その斜面の安定性を評価するのに、現場における締固めの度合を考慮することなく、また現場に対応した応力状態を想定することもなしに、とにかく供試体を作成しせん断試験を行い、得られた値を安定解析に採用しているのが実状であろう。したがって實際上、現場の状態とは無関係の安定性の評価が下されていることが多い。このようなことから上述の状態を考慮し、土の設計せん断強度を決めようとする試みが、土工指針⁴⁾ (1972) において示されている。しかしこれには、締固め程度と強度の関係の配慮がなされておらず、十分なものとはいえない。そこで本章では、第8章で述べたように盛土部の応力履歴を考え、それに対応した土のせん断強度を採用し、すべり面は基盤を切らない円弧とした分割法による安定解析法を提案している。そして花こう岩風化土をとりあげ、締固め荷重ならびに盛土高さを種々設定し、1割8分こう配の盛土斜面の安定解析を行いその結果について考察を加えている。

11.2 解 析 法

解析は図11・1のように、基盤を切らない円弧すべりとし、分割法で行うこととするが、すべり面のせん断強度は従来のように粘着力 c ，最大せん断抵抗角 ϕ から求めるのではなく、 $s_r = f(\sigma, \sigma_0)$ として求める。

図11・1に示すように、円弧の中心点 O に関するすべり土塊の滑動モーメント M_D は、

$$M_D = R \sum w \sin \theta \text{ ----- (11・1)}$$

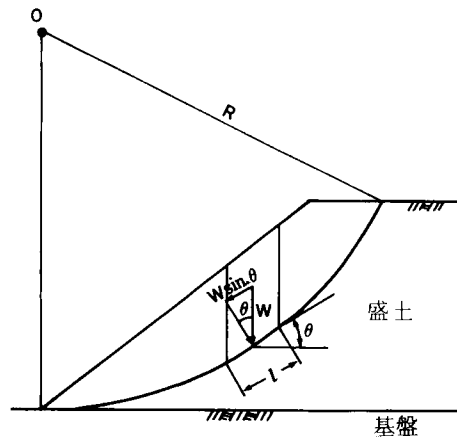


図11・1 堅固な水平地盤上の盛土斜面の安定解析

で、そして抵抗モーメント M_R は、

$$M_R = R \sum s_f \cdot l \quad \text{-----} \quad (11 \cdot 2)$$

となる。

したがって、安全率 F_s は次式によって求めることができる。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\sum s_f \cdot l}{\sum w \sin \theta} \quad \text{-----} \quad (11 \cdot 3)$$

ここにおいて、 l は分割片のすべり面長、 W は分割片の重量、そして θ は分割片底面の水平面となす平均傾斜角である。

11.3 解 析 例

1) 解析例

図11・2に示す水平地盤上に花こう岩風化土を材料とした盛土は、高さ H が10m、こう配1割8分、そして 30 t/m^2 の q で一様に締固められるものとする。 w は約10%で、せん断試験および圧縮試験の結果はそれぞれ図6・1および図4・2に示した

ものである。図4・2の $e \sim \log p$ 曲線より $q=30\text{t/m}^2$ に対応する e から γ を求めると、 1.63t/m^3 で過圧密領域の厚さ H_p は、

$$H_p = \frac{q}{\gamma} = \frac{30\text{t/m}^2}{1.63\text{t/m}^3} = 18.4\text{m}$$

となる。

したがって、 $H < H_p$ から盛土は全域にわたり過圧密状態となる。そして、 K_n の値は0.5とした。解析結果を表11・1に示す。

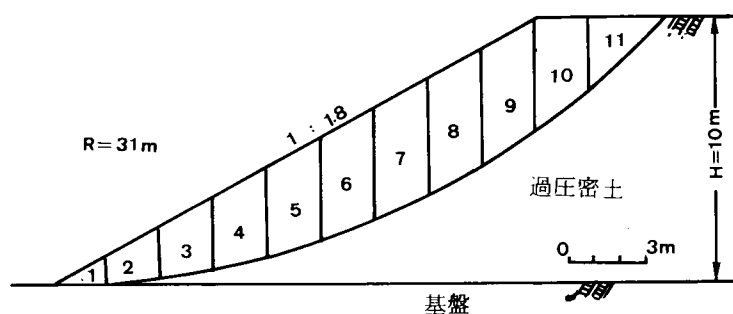


図11・2 安定解析例(堅固な水平地盤上の盛土)

表11・1 安定解析表

分割 番号	分割幅 (m)	$W(t)$	θ (度)	$l(m)$	$\sigma_0(t/m^2)$	$\sigma(t/m^2)$	$s_f(t/m^2)$	$s_f \cdot l(t)$	$W \sin \theta_t$	備 考
1	2.0	1.75	1.8	2.0	29.99	0.87	4.20	8.40	0.06	
2	2.0	4.96	5.5	2.0	29.87	2.45	5.70	11.46	0.48	
3	2.0	7.75	9.2	2.0	29.63	3.77	6.80	13.80	1.27	
4	2.0	10.10	12.8	2.0	29.25	4.80	7.50	15.38	2.25	
5	2.0	12.01	16.6	2.0	28.77	5.51	7.80	16.30	3.44	
6	2.0	13.45	20.5	2.1	28.17	5.70	7.90	16.83	4.72	
7	2.0	14.38	24.4	2.2	27.44	5.96	8.00	17.60	6.12	
8	2.0	14.76	28.5	2.2	26.58	5.70	7.80	17.78	7.04	
9	2.0	14.52	32.7	2.3	25.62	5.14	7.40	17.61	7.86	
10	2.0	11.75	37.1	2.5	24.57	3.74	6.30	15.81	7.11	
11	3.0	7.24	45.2	4.1	22.44	1.20	4.10	16.89	5.14	
合計								167.87	45.38	

これによると土塊の滑動モーメントは、

$$M_b = R \Sigma w \sin \theta = 31.5 \times 45.4 = 1433.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

また抵抗モーメントは、

$$M_R = R \Sigma s_f \cdot l = 31.5 \times 167.9 = 5288.9 \text{ t} \cdot \text{m}$$

したがって、安全率は式 (11・3) より、

$$F_s = \frac{M_R}{M_b} = \frac{5288.9}{1433.3} = 3.69$$

となる。

2) 種々な条件における解析結果

次のような条件を設定して、 w が約10%の花こう岩風化土を材料として一様に締固められる盛土斜面の安定計算を行った。この土のせん断試験および圧縮試験の結果は、それぞれ図6・1および図4・2に示されているものである。図4・2の $e \sim \log p$ 曲線から、下記の締固め荷重 $q (= \sigma_{vc})$ において想定される γ を求めた。

- a) 盛土高さ H : 5, 10, 15, 20 m
- b) 斜面こう配 : 1 割 8 分 (約29°)
- c) 締固め荷重 : 10, 30, 100 t/m²
- d) K_n 値 : 0.5
- e) すべり面 : 単純円弧として基盤を切らないものとする。

解析結果を図11・3～11・5に、そして H , q および F_s の3者の相互関係を図11・6にまとめて示す。

各図から分かるように、 q が大なほど、そして H が小なほど F_s は大となり、 H が小になるほど q の増加に伴って F_s の増加割合が大になることが分かる。臨界円の天端を切る位置は、 H が5, 10および20 mの盛土において、それぞれ、のり肩から2～3 m, 4～6 mおよび5～9 mで、 H が大なほどその距離は大となる傾向がある。そして、この臨界円の半径は、いずれの条件においてものり先において地盤に接す

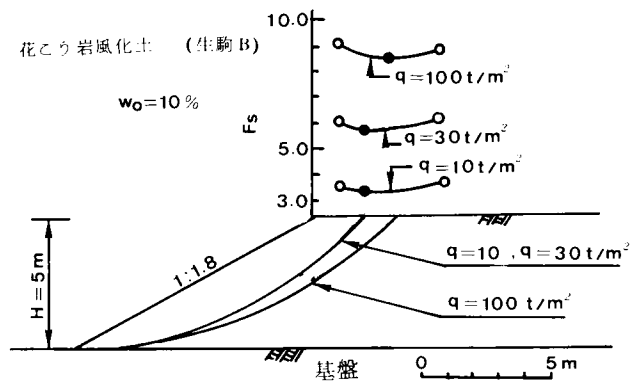


図11・3 臨界円と安全率

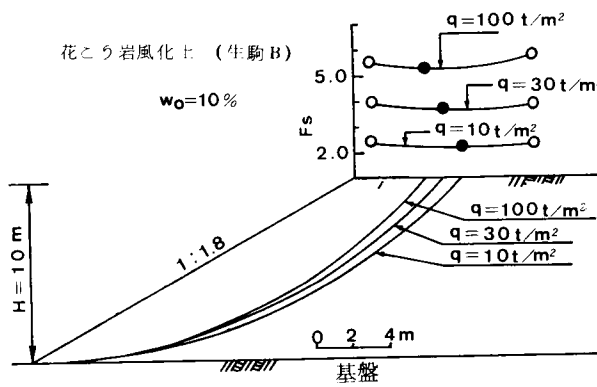


図11・4 臨界円と安全率

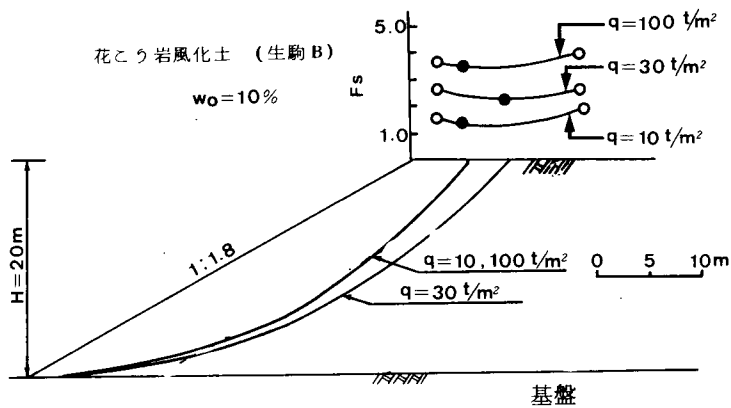


図11・5 臨界円と安全率

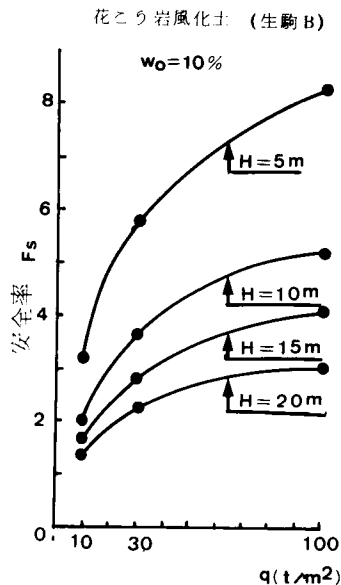


図11・6 p , H および F_s の関係
(水平地盤上の盛土)

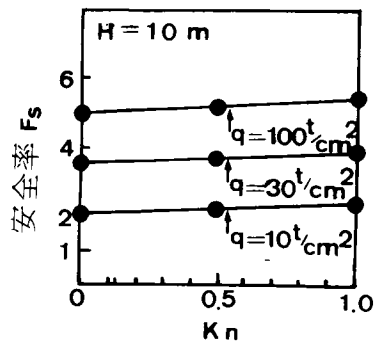


図11・7 K_n 値と安全率

る円弧となった。

なお、 K_n 値の差異によって F_s がどれほど変わるかを知るため、多数の解析を行った。結果例を図11・7に示す。図のように $K_n = 0 \sim 0.5$ で F_s の値はそれほどの変化はなく、例えば $H = 5.0 \text{ m}$ $q = 30 \text{ t/m}^2$ の場合、 $K_n = 0$ および $K_n = 0.5$ の F_s はそれぞれ4.92および5.18で、安定解析に際しては安全側に $K_n = 0$ としてもよい。

11.4 結 論

以上のように本章では、堅固な水平地盤に築造される盛土について、締固め圧を考慮した斜面の安定解析法について述べ、あわせて種々の条件下における解析結果

を示し考察を加えた。この結果によれば、締固め荷重が大きいほど、そして盛土高さが小さいほど安全率は小となり、盛土高さが小さくなるほど締固め荷重の増加に伴って安全率の増加割合が大になることが明確に分かった。

参 考 文 献

- 1) 福田護・中沢重一・今西肇 (1976) : 締固め効果を考慮した盛土斜面の安定解析について (第 1 報), 土木学会第31回年次学術講演会概要集第 3 部, p.94.
- 2) 福田護・藤原一薫・小川敬次郎 (1976) : 締固め効果を考慮した盛土斜面の安定解析例 (第 1 報), 土木学会第31回年次学術講演会概要集第 3 部, p.96.
- 3) 福田護・藤原一薫 (1978) : 応力履歴を考慮した盛土斜面の安定解析, 大阪工業大学紀要, Vol.23, No. 1, pp. 180~189.
- 4) 日本道路協会 (1972) : のり面工と斜面安定工指針, p. 61.

第12章 浸水に伴う盛土斜面の安定解析¹⁾²⁾³⁾

12.1 概 説

砂質土によって築造された斜面は、浸水を受けるとしばしば崩壊を生じる⁴⁾。盛土内への水の浸透過程は種々で、その崩壊形態も多様である。このような問題を検討する場合、従来の解析法では十分でない場合が多い。したがって、それぞれのケースの土のせん断特性、特に水との関連性を明らかにし、それに適合したせん断試験法ならびに解析法の確立が望まれている⁵⁾。

このようなことから、宇野⁶⁾(1974) は不飽和状態にある堤体について、ビショップ⁷⁾(Bishop, 1954)の方法にサクションの変化をとりいれた安定解析法を考えている。また西田⁸⁾(1977) は雨水の浸透に伴って地盤内に発生する間隙水圧ならびに間隙空気圧をとりあげ、降雨浸透時における斜面の安定解析法を考案しようとしている。いずれも強度定数 ϕ' (砂質土では $c'=0$)の値を一定とみなし、間隙内の圧力の変化に注目したところに特徴がある。

本章で提示する解析法は上述のものとは異なり、新設盛土斜面において、上昇中の浸透地下水面付近をすべり面とする塊状崩壊を対象としたものである。このような崩壊は図12・1に示すように、また第1章で説明したように、上昇中の地下水面付近で生じるコラプス現象に起因するもので、従来どおりの中立応力の変化と強度定数 c 、 ϕ でこれを解析するのは困難である。そこで、この種の崩壊に対する安定性の検討法として、第7章で示した特殊せん断試験機による試験結果を用いて行う解析法を示し、その解析結果についても論及する。

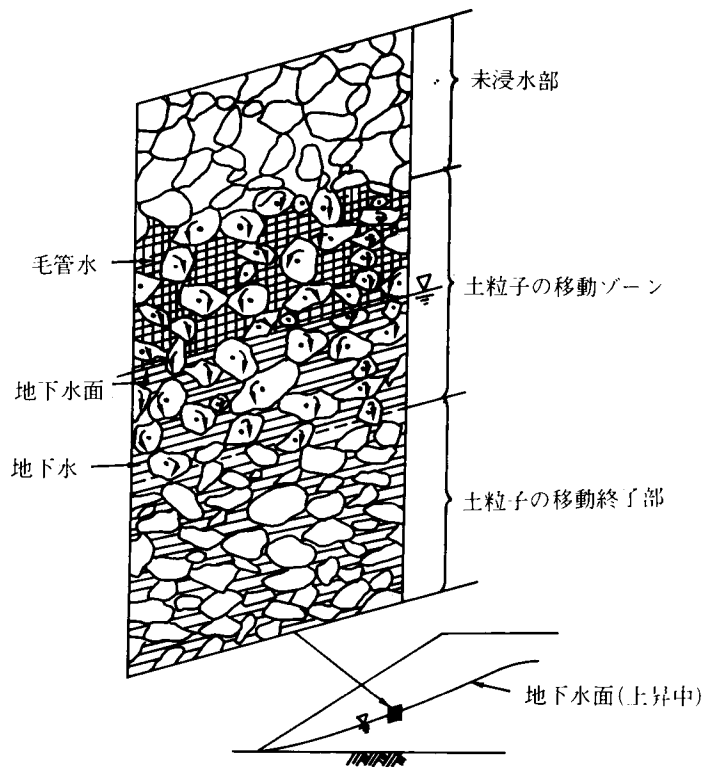


図12・1 浸水時における水面付近の模式図

12.2 解析法

ここでは浸透地下水面の上昇中に生じる水面付近をすべり面とした塊状すべりを対象としているので、水面形の設定が必要となる。盛土内の水位が次第に上昇し斜面へと向う非定常浸透流の自由水面は、その過程で図12・2の堤体観測例⁹⁾に見られるような曲線となる。解析上この曲線を円弧あるいは直線に近似化する。この解析の基本的な考え方を、図12・3に示す単純化したモデルによって説明する。解析は

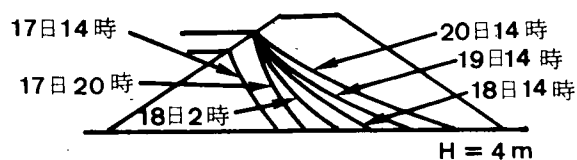


図12・2 浸潤線の移動(福岡ら)

従来どおり分割法によるが、図中に示す $a_1 \sim a_4$ を分割片の代表点とすると、この点において水平面と θ 度傾く面に作用する締固め時の垂直応力 σ_c は式(8・1)によって求めることができる。そして、盛土完成後の垂直応力を σ とすると、 $\sigma_c > \sigma$ の場合は第8章で述べたように過圧密状態を意味し、この σ_c は先行垂直応力 σ_0 ということになる。よってこの応力状態で室内の浸水せん断試験を行い、得られたせん断強度を直接、解析に用いて安全率を求める方法をとる。図12・3に示すモデルの浸水時における安全率 $F_s(\text{sub})$ は次のように表わされる。

$$F_s(\text{sub}) = \frac{\sum_{i=1}^4 s_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^4 W_i \cdot \sin \theta \cdot l_i} \quad (12 \cdot 1)$$

上式で、 s_1, s_2, s_3 および s_4 は、それぞれの分割片のすべり面におけるせん断強度を

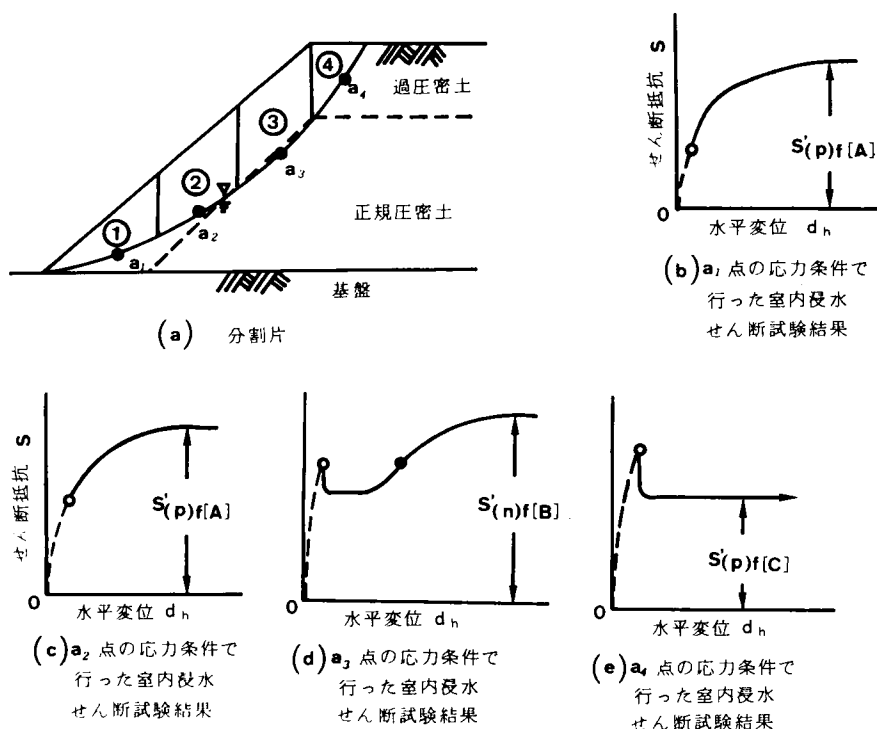


図12・3 解析法の説明図

表わし、この場合、具体的には図12・3 (b)～(e)に示すように、 $s'_{(p) f(A)}$, $s'_{(p) f(A)}$, $s'_{(n) f(B)}$ および $s'_{(p) f(C)}$ を意味する。また l , W および θ は、それぞれ、分割片のすべり面長、分割片の重量、および分割片底面の水平面となす平均傾斜角を表わす。

12.3 解 析 例

1) 解析例 1.

荷重 $q=30\text{t/m}^2$ で薄層に締固められた高さ $H=5\text{m}$ 、1割8分(約 29°)のこう配を有する低盛土斜面について、簡単な解析例を図12・4に示す。図中 $a_1\sim a_4$ は各分割片中の代表点で、各点の応力状態に対応した条件で浸水せん断試験を行い、得られた結果を解析に用いた。各点の試験結果が図中に示されているが、点線は不飽和状態、実線は浸水状態のせん断抵抗の性状を表わしている。第7章で述べたように、分割片①はケース[A]、②④はケース[B]、そして③はケース[C]に相当する。安全率 $Fs(\text{sub})$ は、

$$F_{s(\text{sub})} = \frac{3.9+4.4+2.9+2.9}{0.3+2.7+5.3+2.3} = 1.33$$

となり、この面の浸水前の安全率 $Fs=5.77$ に対し、その値は著しく低下する。

2) 解析例 2.

$H=10\text{m}$, $q=10\text{t/m}^2$, そして締固めは薄層で一様に締固められるものとした盛土斜面の解析例を図12・5に示す。これは、盛土背部(堤体など)の水面上昇中における $Fs(\text{sub})$ を検討しようとしたものであり、図中(c)ではすでに破壊の状態にあることが分かる。

図12・6は、 $H=10\text{m}$, $q=100\text{t/m}^2$, 薄層で締固められ、背部の水位が図のように 9m となり、地下水面が徐々に上昇している場合の解析例を示したものである。図中(a)は一様に締固められた場合、そして(b)(c)は斜面の締固めが十分に行われず、斜面と平行にそれぞれ幅 2m および 4m にわたって正規圧密状態かあるいはそれに近

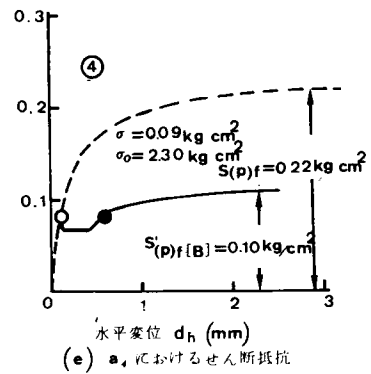
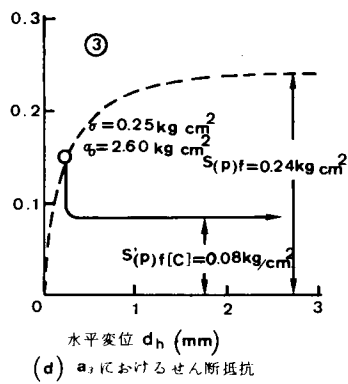
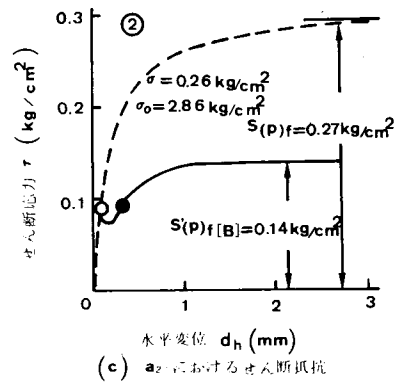
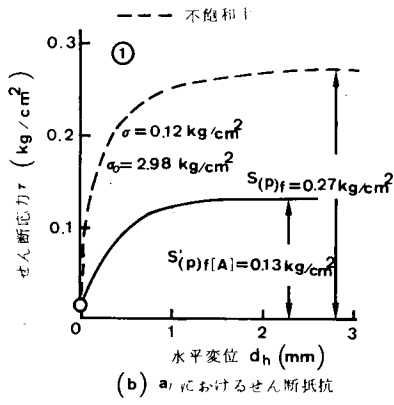
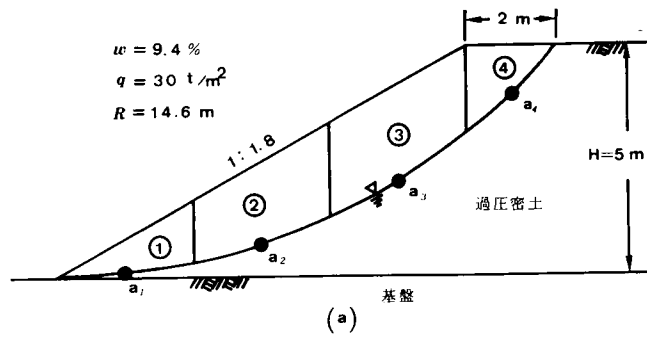
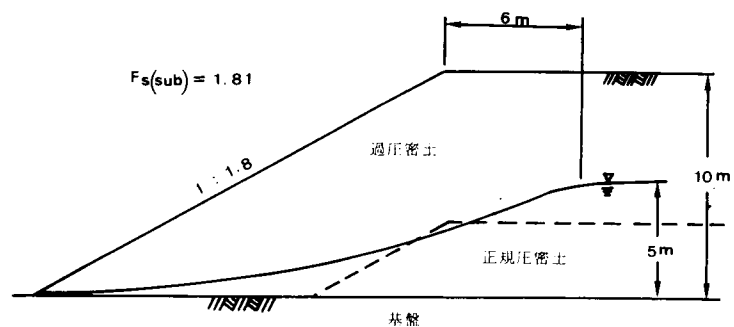
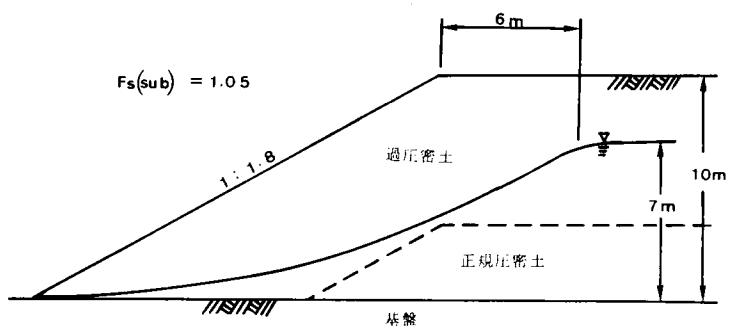


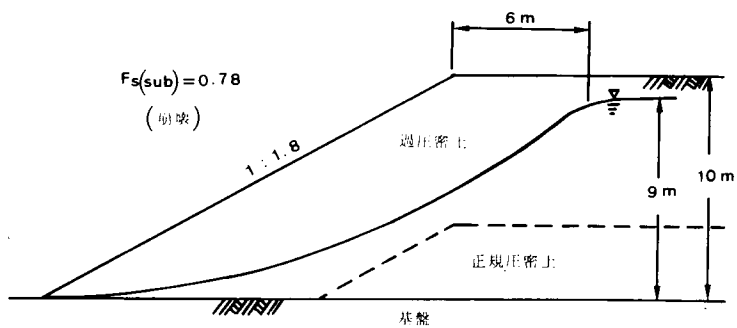
図12・4 解析結果例



(a)



(b)



(c)

図12・5 解析例 ($p=10\text{t/m}^2$, $w=9.4\%$)

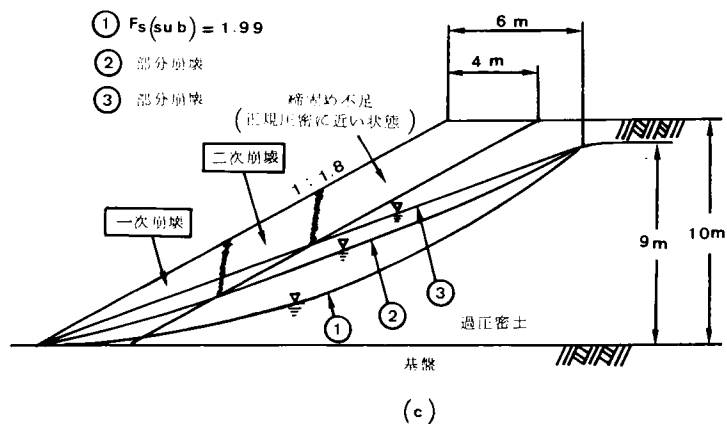
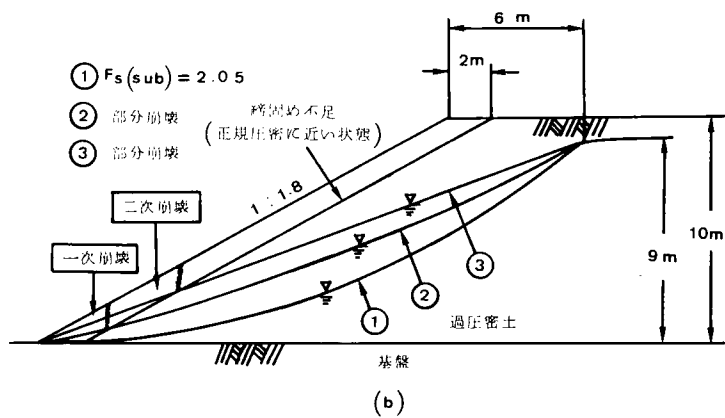
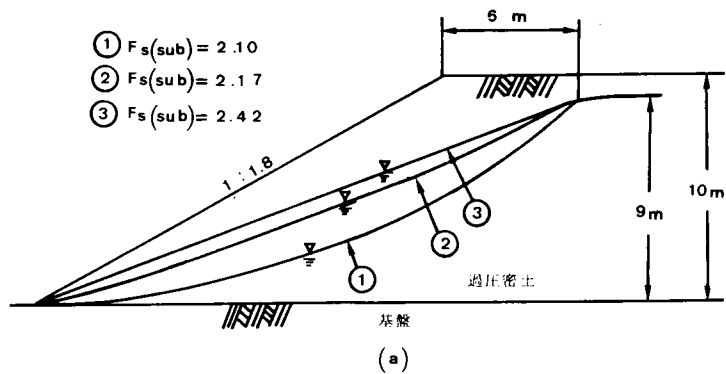


図12・6 解析例 ($p=100\text{t/m}^2$, $w=9.4\%$)

い状態になっている場合である。ここで前述の圧密状態としているのは、盛土の施工中土が天端から斜面にブルドーザーなどで落されたままの状態を想定したものである。この場合、 q がいかに大きくても、斜面の締固めが不十分であれば、浸水時図のようにきわめて容易に部分的な斜面先崩壊を起し、地下水の上昇に伴ってさらに二次的、三次的な崩壊へと進展するわけである。

なおここで、 q が異なり水面形が同じ状態にある図12・5 (c)と図12・6 (a) (水位①) の両者を対比すると、 q が大きいものほど $F_s(\text{sub})$ は大となり、施工時における締固めの重要性を認識することができる。

12.4 結 論

以上、風化砂質土を材料として築造された盛土斜面の浸透地下水面付近をすべり面とする塊状崩壊を対象としてその解析法ならびに解析例について述べた。解析結果によれば、締固め荷重が大きいほど斜面の浸水時における安定性は増大し、施工時における締固めの重要なことが強調される。また斜面の締固めが不十分であると容易に部分的な斜面先崩壊を起し、地下水面の上昇に伴って二次的、三次的な崩壊を生じることが判明した。

参 考 文 献

- 1) 福田護・中沢重一・小川敬次郎・川津正純 (1977) : 浸水に伴うせん断抵抗の低下と斜面解析への一アプローチ, 第12回土質工学研究発表会講演集, pp.889~892.
- 2) 福田護・中沢重一・小川敬次郎 (1977) : 浸水時に生じるせん断抵抗力の低下と斜面の一安定解析, 土木学会第32回年次学術講演会概要集第3部, p. 32.
- 3) 福田護 (1978) : 浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 18, No.3, pp.79~82.
- 4) 斎藤迪孝 (1962) : 盛土斜面の崩壊について, 土と基礎特集号, No 6, p. 25.
- 5) 小橋澄治 (1975) : 斜面安定, 鹿島出版会, p. 70.
- 6) 宇野尚雄・桑原正彦・中川直美 (1974) : 浸透にともなう堤防の安全率変化, 第9回土質工学会研究発表会, pp. 633~636.
- 7) A.W. Bishop (1954) : The Use of the Slip Circle in the Stability of Earth Slopes, Vol. 2, pp. 1~13.
- 8) 西田義親・八木則男・二木幹夫 (1977) : 雨水の浸透による地盤内発生間隙圧と斜面安定, 土木学会論文報告集, No.262, pp. 91~100.
- 9) 畑中次雄・福岡正己 (1960) : 試験堤防の破壊実験について, 土木学会誌, Vol. 45, No.12, p. 16.

第13章 擁壁に加わる土圧解析¹⁾

13.1 概 説

風化砂質土を材料とした地盤の築造に際し、土留のため擁壁を設けることがある。擁壁を設計する上に必要な土圧の算定はほとんどの場合裏込め土の締固め状態を考慮することなく、またその応力の履歴状態を想定することもなしに行った室内のせん断試験値ないしは慣習的な c, ϕ 値を用い、クーロン²⁾ (Coulomb) あるいはランキン²⁾ (Rankine) の式によっている。また周知のとおり擁壁は、雨期に浸透水を受けるとしばしば崩壊する。裏込め土内への水の浸透過程は種々で、崩壊の形態も多様である。このような崩壊に関しクーロンあるいはランキンの土圧式をそのまま適用し説明するのは困難な場合が多い。本章では裏込め土の応力履歴を考え、ヤンブー³⁾ (Janbu, 1957) の式を応用し、裏込め土に浸水のない場合ならびに土塊が浸透地下水面にそってすべる場合の両者に関する壁体土圧の算定法とその結果について述べる。

13.2 解 析 法

1) 裏込め土に浸水のない場合

締固めによってせん断強度の強化をもたらされた裏込め土の土圧式は、次のようにヤンブーの式を応用して得ることができる。

図13・1に示すようにすべり面上の土塊を適当に分割すると、各分割片の鉛直ならびに水平方向の力のつり合いはそれぞれ、

$$\text{および} \quad \Delta W = \Delta S_f \sin \theta + \Delta N \cos \theta \cdots \cdots (13 \cdot 1)$$

$$\Delta E = -\Delta S_f \cos \theta + \Delta N \sin \theta \cdots \cdots (13 \cdot 2)$$

で表わされる。

ΔW = 分割片の土の重量

ΔE = 分割片に作用する土圧

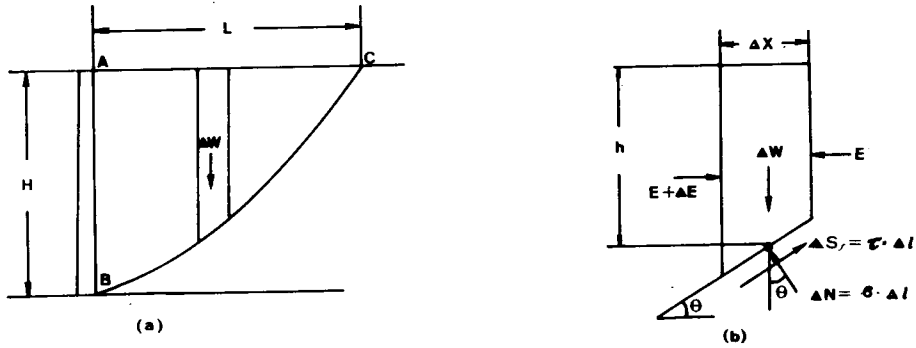


図13・1 土圧解析の説明図

ΔN ＝すべり面に作用する垂直力

Δl ＝すべり面の長さ

θ ＝すべり面と水平線となす角

次にすべり面に作用する垂直応力 σ を求める。

式 (13・1) の両辺を分割幅 Δx で割ると、

$$\frac{\Delta W}{\Delta x} = \frac{\Delta S_f \sin \theta}{\Delta x} + \frac{\Delta N \cos \theta}{\Delta x} \dots\dots\dots (13 \cdot 3)$$

しかるに $\Delta x = \Delta l \cos \theta$, $\Delta W / \Delta x = \gamma h$ および $\Delta S_f / \Delta l = \tau$ とすると式 (13・3) は、

$$\gamma h = \tau \tan \theta + \sigma \dots\dots\dots (13 \cdot 4)$$

したがって、

$$\sigma = \gamma h - \tau \tan \theta \dots\dots\dots (13 \cdot 5)$$

となる。

分割片の土圧 ΔE は式 (13・1) と式 (13・2) より ΔN を消去して、

$$\Delta E = \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - \tau \cos^2 \theta \cdot \Delta x \dots\dots\dots (13 \cdot 6)$$

となる。分割片の破壊時における力のつり合いを考え、せん断応力 τ はせん断強度 s_f に等しいとすると、式 (13・5) および式 (13・6) はそれぞれ、

$$\Delta E = \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - s_f \cos^{-2} \theta \cdot \Delta x \quad \dots\dots\dots (13 \cdot 7)$$

および

$$\sigma = \gamma h - s_f \tan \theta \quad \dots\dots\dots (13 \cdot 8)$$

となる。

また、第6章で述べたとおり風化砂質土のせん断強度 s_f は、

$$s_f = f(\sigma, \sigma_0) \quad \dots\dots\dots (13 \cdot 9)$$

である。ここで、式 (13・7) 中の s_f は式 (13・8) および式 (13・9) を満すものでなければならない。この s_f 値は次の重ね合せによる図解法によって求めることができる。すなわち、図13・2に示すように実験によって得られた $\sigma, \sigma_0 \sim s_f$ 図上に $\sigma = \gamma h - s_f \tan \theta$ 線を描く。そして締固め荷重 q によって生じる σ_0 は式 (8・1) により求め、図のように σ_0 を有する $s_f = f(\sigma, \sigma_0)$ 線と $\sigma = \gamma h - s_f \tan \theta$ 線の交点 (図中A点) を求める。この交点における s_f 値が分割片のすべり面のせん断強度 s_f である。

したがって、土塊のすべりによって生じる全土圧 E_a は次のように表わされる。

$$E_a = \sum \Delta E = \sum \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - \sum s_f \cos^{-2} \theta \cdot \Delta x \quad \dots\dots\dots (13 \cdot 10)$$

以上のことから、実際上次の手順で壁体に加わる土圧 E_a の解析を行うことができる。

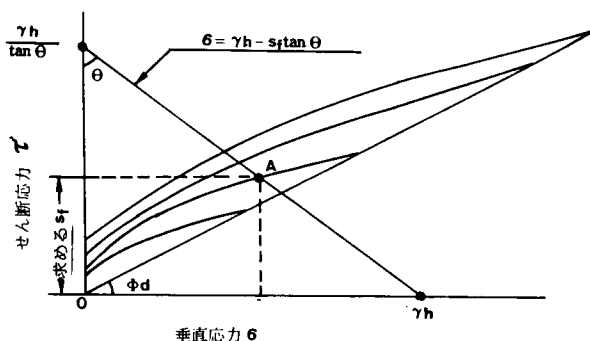


図13・2 せん断強度 s_f の求め方

- (1) 裏込め土の締固め荷重 q を設定する。
- (2) 現場の土と同じ含水比で行った室内圧縮試験の $e \sim \log p$ 曲線より q に対応する e から γ_d (t/m^3) を求め、土の単位体積重量 (t/m^3) を算定する [$\gamma = (1 + w/100) \gamma_d$]。
- (3) K_n 値を決める (安全側に 0 としてもよい)。
- (4) すべり面を決める (多くの解析結果によると普通すべり面は直線としてよい)。
- (5) すべり土塊を適当に分割する。
- (6) 各分割片のすべり面に作用する締固め時の先行応力 σ_0 を式 (8・1) より求める。
- (7) 各分割片のすべり面における s_f 値を図解法によって求める。
- (8) 各分割片の土圧 ΔE を式 (13・7) によって求める。
- (9) ΔE を加算し土圧 E を求める。
- (10) すべり面を変化させ(5)～(9)を繰返し、それらのうち最大値を主働土圧 E_a とする。

2) 裏込め土に浸水のある場合

概説で述べたとおりここでは、浸透水面の上昇中に生じる水面付近をすべり面とした裏込め土の塊状崩壊に伴う土圧を対象とするので水面形の設定が必要である。擁壁背面の水位が次第に上昇し擁壁へと向う非定常流の水面形状は種々考えられる。

図13・3に示すような水面付近をすべり面とする浸水時の土圧 $E_{a(sub)}$ は、浸水面上の土塊 $ABDE$ と非浸水面上の土塊 CDE に分け両者の土圧の和として求められる。ここで土塊 $ABDE$ による土圧は、各分割中の代表点 $a_1 \sim a_4$ として各点の応力状態に対応した条件で室内の浸水せん断試験を行い、得られたせん断強度を直接解析に用いて求める。図中、(b)～(e)はそれぞれの代表点におけるせん断試験の結果を表わす。土塊 CDE による土圧 E_1 は、式 (13・10) から得られる。したがって全土塊 ABC による土圧 $E_{a(sub)}$ は次の式によって求めることができる。

$$E_{a(sub)} = \sum \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - \sum s'_{f(sub)} \cos^{-2} \theta \cdot \Delta x + E_1 \quad \cdots \cdots (13 \cdot 11)$$

$s'_{f(sub)}$ = 浸水時における水面付近の土のせん断強度

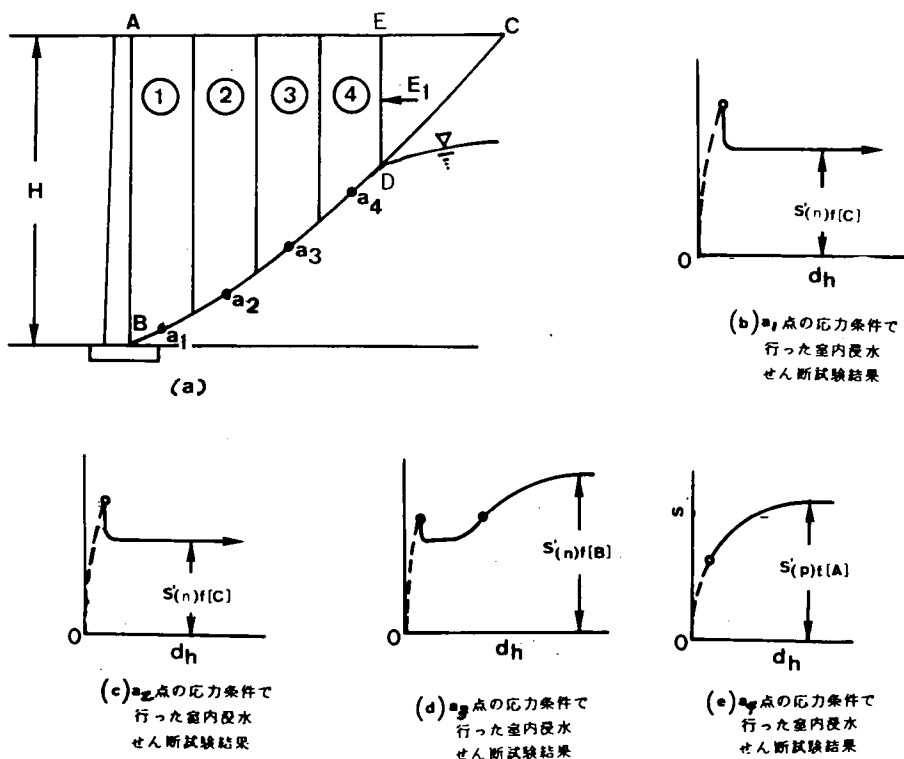


図13・3 土圧解析の説明図

13.3 解析例

1) 裏込め土に浸水のない場合

(1) 解析例

図13・4に示す擁壁は高さ8 m，花こう岩風化土の裏込め土は 10 t/m^2 の q で一様に締固められるものとする。 w は約10%で、せん断試験の結果はそれぞれ図6・1および図4・2に示したものである。図4・2の $e \sim \log p$ 曲線より $q = 10\text{ t/m}^2$ に対応する e から γ を求めると 1.50 t/m^3 となる。すべり面の角度 θ は 59° で、この場合図中の点線C—Dでは $\tau < s_f$ で土塊CDEはすべりを生じず理論上自立し、土圧 E_a は実線BD上の土塊ABDEによるものである。解析過程を表13・1に示す。

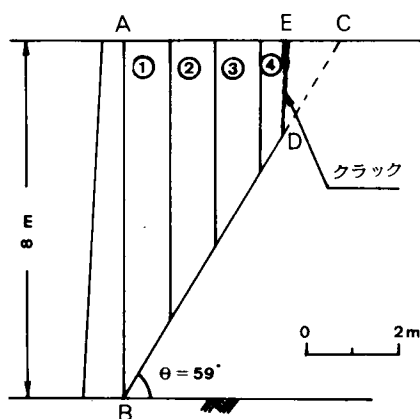


図13・4 H = 8 mの擁壁

表13・1 土圧解析表 (H = 8 m)

分割 番号	h (m)	△x (m)	γh (t)	θ (度)	tan θ	cos ² θ	σ _o (t/m ²)	σ (t/m ²)	s _f (t/m ²)	γh tan θ ・△x (t)	s _f cos ² θ ・△x (t)	△E (t)
①	7.0	1.0	10.5	59	1.66	3.77	0	5.3	3.0	17.4	11.3	6.1
②	5.5	1.0	8.2	59	1.66	3.77	6.3	3.7	2.5	13.6	8.3	5.3
③	3.8	1.0	5.7	59	1.66	3.77	6.3	2.3	2.1	9.5	7.9	1.6
④	2.5	0.5	3.7	59	1.66	3.77	6.3	1.1	1.6	6.1	6.0	0.1
合計										45.6	33.5	12.1

土圧 E_a は式 (13・10) より,

$$E_a = \sum \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - \sum s_f \cos^{-2} \theta \cdot \Delta x = 45.6 - 33.5 = 13.1t$$

(2) 種々な条件における解析結果

擁壁の裏込め土は w が約10%の花こう岩風化土で一様に締固められるものとし、次の条件を設定して壁面に作用する土圧 E_a を算定した。この土のせん断試験および圧縮試験の結果は、それぞれ図6・1および図4・1に示されているものである。図4・2の $e \sim \log p$ 曲線から、下記の締固め荷重 $q (= \sigma_{vc})$ において想定される γ を求めた。

- a) 擁壁の高さ H : 5, 8 m
- b) 締固め荷重 q : 0, 10, 30 t/m²
- c) K_n 値 : 0.5

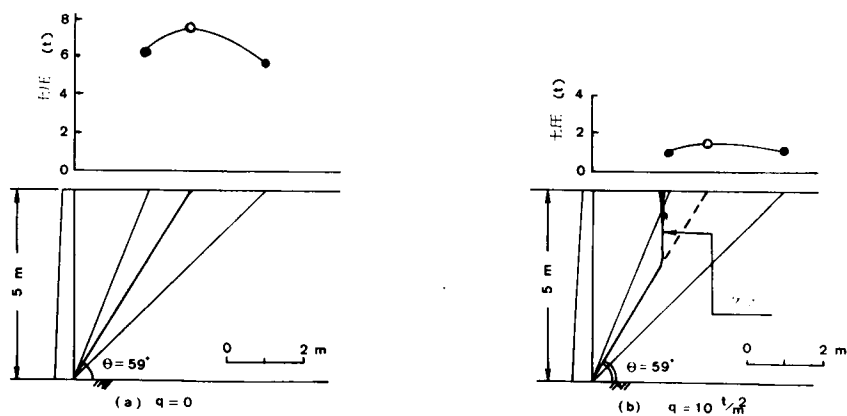


図13・5 解析例 ($H=5 \text{ m}$)

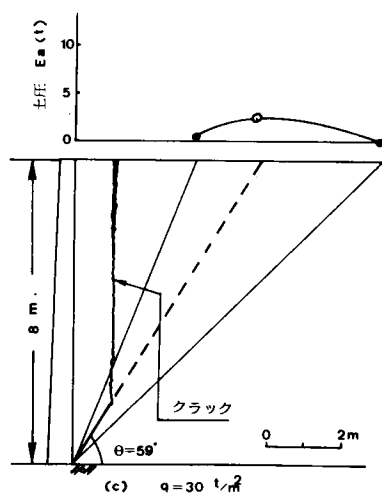
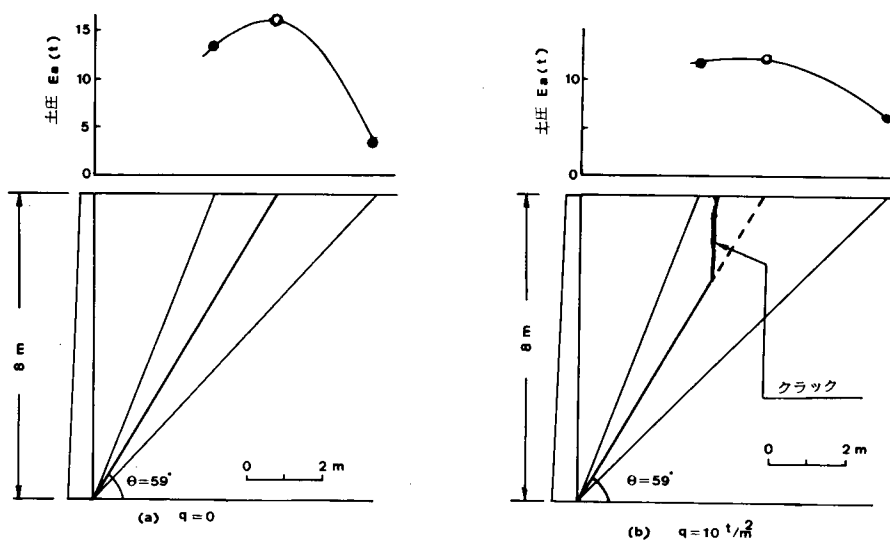


図13・6 解析例 ($H=8 \text{ m}$)

図13・5 および図13・6は仮定したすべり面と地表面との交点の直上に得られたE値を点記しそれらを結んで土圧線を描いたものである。

図13・5は $H=5\text{ m}$ の土圧線を示している。このうち(a)図は締固めを行っていない場合で $E_a=6.6\text{ t}$ になる。(b)図は $q=10\text{ t/m}^2$ の場合を示し、仮定したすべり面の点線部は $\tau < s_f$ ですべりは生じず、実線部の土塊による土圧を求めればよい。したがって実線と点線の境界部において、図に示すようにクラックを生じる。この場合の E_a は 1.6 t になった。 $q=30\text{ t/m}^2$ ではいずれに仮定したすべり面でも $\tau < s_f$ となり、理論上土圧は0で裏込め土は擁壁なしで自立することになる。このように q が大きくなるほど土のせん断強度の増加に伴う土圧 E_a の減少がみられる。

図13・6は $H=8\text{ m}$ の土圧線を示している。(a)図は裏込め土を締固めていない場合で $E_a=16.1\text{ t}$ になる。(b)図は $q=10\text{ t/m}^2$ の場合を示し、仮定すべり面は図のようにクラックを生じ $E_a=12.1\text{ t}$ になった。(c)図は $q=30\text{ t/m}^2$ とした場合で E_a の値は小さく 2.4 t となる。図13・7に H をパラメーターとして E_a と q の関係を示す。図から明らかなように q が大きいほど E_a は小さくなることが明確に分かる。

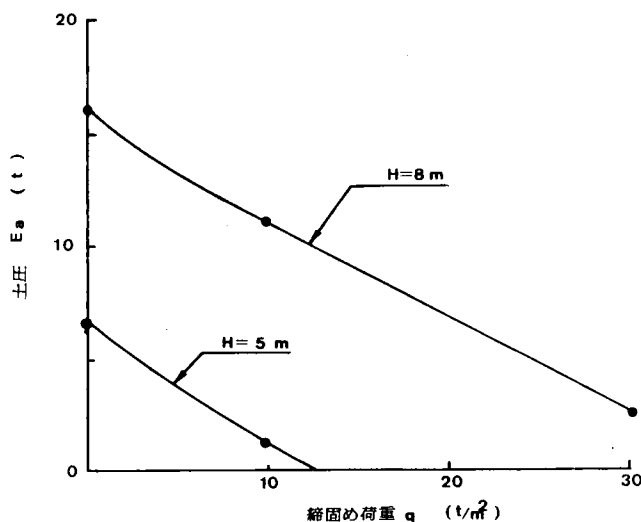


図13・7 p , H および E_a の関係

表13・2 すべり面の形状と土圧 ($q=10\text{t/m}^2$)

壁面からC点 までの距離 L (m)	H = 5 m		H = 10 m	
	すべり面 の形状	仮定したすべり 面のE値 (t)	すべり面 の形状	仮定したすべり 面のE値 (t)
2	直 線	1.1	直 線	18.5
	円 弧 (R=7.3m)	0.7	円 弧 (R=14.5m)	15.4
3	直 線	1.6	直 線	21.4
	円 弧 (R=5.8m)	0	円 弧 (R=11.6m)	13.0
5	直 線	1.1	直 線	16.6
	円 弧 (R=5.0m)	0	円 弧 (R=20m)	7.5

なお、すべり面を直線とした場合と円弧とした場合の両者の土圧について検討した。 $q=10\text{t/m}^2$ の解析結果例を表13・2に示す。これから分かるようにいずれの場合においても円弧よりも直線としたすべり面のE値の方が大きい。したがってすべり面は通常直線と仮定してよいものと考えられる。

2) 裏込め土に浸水のある場合

(1) 解析例

図13・8に示すとおりこの擁壁は高さ $H=5\text{m}$ 、裏込め土は 10t/m^2 の q で一様に締固められ、 γ は 1.50t/m^3 である。水面は近似的に直線と仮定しその勾配は 27° である。水面が図のような場合の土塊ABDEによって生じる土圧 $E_{a\text{sub}}$ を求める。なお、土塊CDEは自立するものとする。解析過程を表13・3に示す。土圧 $E_{a\text{sub}}$ は式(13・11)を用い、

$$\begin{aligned}
 E_{a(\text{sub})} &= \sum \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - \sum s'_{f(\text{sub})} \cos^{-2} \theta \cdot \Delta x \\
 &= 12.7 - 4.5 = 7.7\text{t}
 \end{aligned}$$

となる。

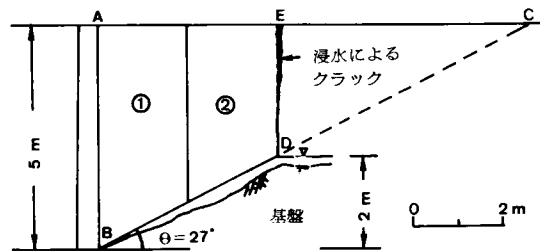


図13・8 H=5mの擁壁

表13・3 土圧解析表

分割 番号	h (m)	Δx (m)	γh (t/m ²)	θ (度)	$\tan \theta$	$\cos^{-2} \theta$	σ_o (t/m ²)	σ (t/m ²)	$s'_{r,sub}$ (t/m ²)	$\gamma h \tan \theta \cdot \Delta x$ (t)	$\frac{s'_{r,sub}}{\cos^{-2} \theta} \cdot \Delta x$ (t)	$\Delta E_{a(sub)}$ (t)
①	4.5	2.0	6.7	27	0.51	1.26	9.0	5.2	1.0	6.8	2.5	4.3
②	3.5	2.0	4.2	27	0.51	1.26	9.0	2.9	0.8	5.4	2.0	3.4
合計										12.2	4.5	7.7

(2) 種々な条件における解析結果

擁壁の高さ $H=5\text{ m}$ とし裏込め土は w が約10%の花こう岩風化土で一様に締固められるものとし、地下水面の上昇に伴って壁面に作用する土圧 $E_{a(sub)}$ を算定した。図4・2の $e \sim \log p$ 曲線から、下記の締固め荷重 $q (= \sigma_{vc})$ において想定される γ を求めた。

a) 締固め荷重 q : 0, 10, 30t/m²

b) K_n 値 : 0.5

図13・9および図13・10は擁壁建設後地下水が浸透し、壁面から離れた地点Fにおいて水面が図のように逐次上昇していく状態を表わしている。壁体下端を水平基準面としF点の水面高さを y_w 、そして擁壁下端に向って流れる地下水の水面は近似的に直線としている。この y_w を種々変化させ水面の上昇に伴う土圧 $E_{a(sub)}$ を求めた。

図13・9は壁面から2mの地点Fにおける y_w を1.0, 1.3, 1.6および2.5mとしたものである。解析結果を表13・4に示す。図13・11は締固め荷重 q をパラメーター

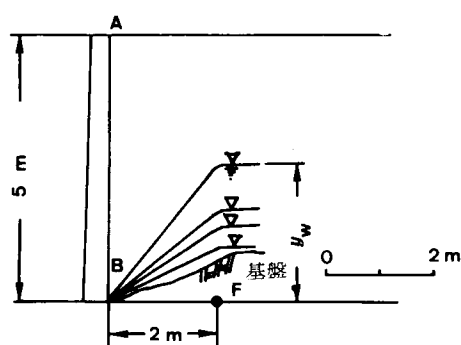


図13・9 H=5 m擁壁の浸水図
(F点まで2 m)

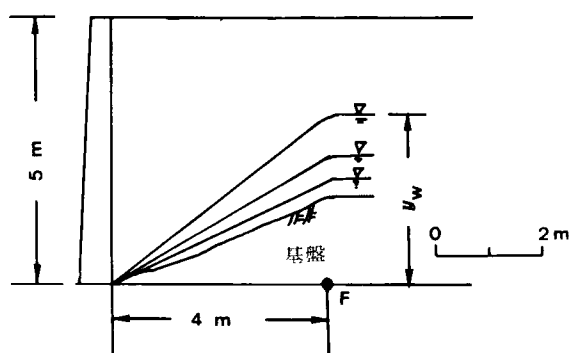


図13・10 H=5 m擁壁の浸水図
(F点まで4 m)

表13・4 浸水時の土圧 ($H=5\text{ m}$, $y_w=2.0\text{ m}$)

水 位 y_w (m)	水 面 勾 配 β (度)	土 圧 (t)		
		$q=0$	$q=10\text{ t/m}^2$	$q=30\text{ t/m}^2$
0	0	6.6	4.6	0
1.0	27°	6.6	4.3	0
1.3	32°	6.6	5.4	1.4
1.6	40°	12.1	8.4	4.7
2.5	51°	14.5	12.0	8.2

とし縦軸に水面の上昇高さ y_w , 横軸に土圧 $E_{a(sub)}$ をとり 3 者の関係を図示したものである。図中締固めを行わない場合 ($q=0$) をみると, y_w が 1.3 になるまでは浸水前と土圧は変わらず 6.6t であるが, y_w が 1.3m 以上になると $E_{a(sub)}$ は急激に大きくなる。つぎに $q=10\text{ t/m}^2$ の場合土圧は浸水前 1.6t であるが, 水面の上昇に伴って逐次増加し, y_w が 1.3m をこすと $E_{a(sub)}$ は急激に増大する。 $q=30\text{ t/m}^2$ では y_w がおよそ 1m までは裏込め土は理論上自立しており, y_w が 1m をこすとようやく擁壁は $E_{a(sub)}$ を受けはじめることになる。浸透地下水の水面勾配 β と土圧 $E_{a(sub)}$ の関係を見ると, $E_{a(sub)}$ は β が 32° を上まわると急激に増大する傾向にある。そして表 13・4 に見られるように q が大きいほど $E_{a(sub)}$ は小さく締固めの有効性が明確に分かる。

表13・5 浸水時の土圧 ($H=5\text{ m}$, $\gamma_w=2.0\text{ m}$)

水 位 y_w (m)	水 面 勾 配 β (度)	土 圧 (t)		
		$q=0$	$q=10\text{ t/m}^2$	$q=30\text{ t/m}^2$
0	0	6.6	1.6	0
2.0	27°	8.4	7.7	0
2.4	32°	9.6	8.5	2.1
3.2	40°	15.2	13.3	6.4

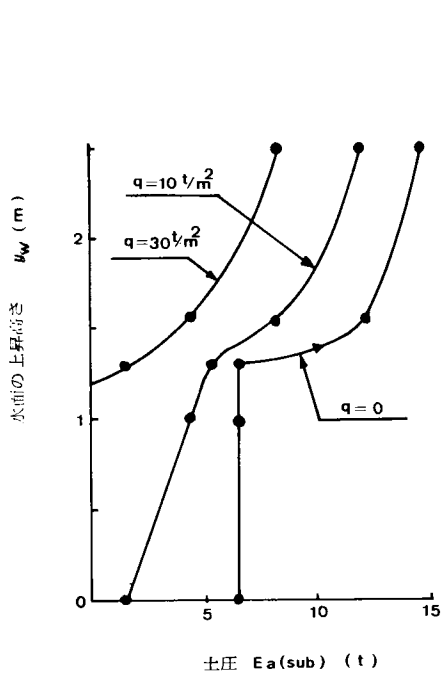


図13・11 浸水に伴う土圧の増加状態
(擁壁より2 mの地点の水位)

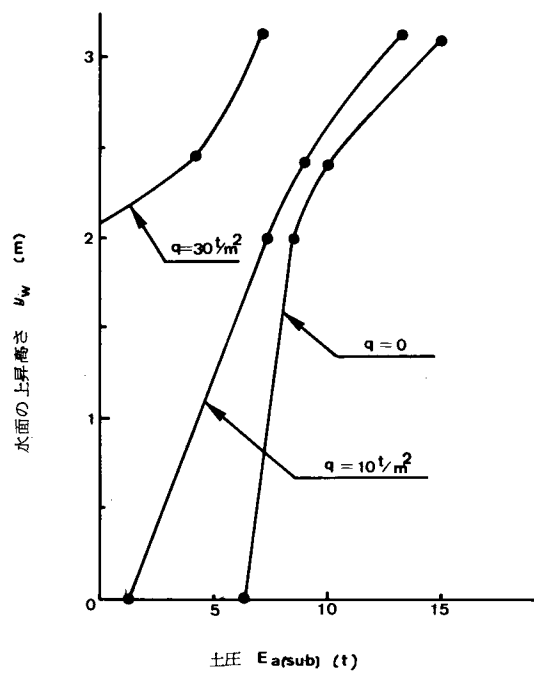


図13・12 浸水に伴う土圧の増加状態
(擁壁より4 mの地点の水位)

次に、図13・10は $H=5\text{ m}$ の擁壁で壁面から 4 m の地点Fにおいて y_w が $2.0, 2.4$ および 3.2 m の状態を示したものである。表13・5は解析結果を示し、図13・12は q, y_w および E_a の3者の関係を図示したものである。締固めを行わない場合 ($q=0$) をみると、浸水前の土圧は 6.6 t で y_w が 2 m に達するまでは土圧の増加は少ないが、 y_w が 2 m を上まわると $E_{a,sub}$ の増加は大きくなる。 $q=10\text{ t/m}^2$ の場合浸水前の土圧 E_a は 1.6 t であり水面の上昇に伴う土圧 $E_{a,sub}$ は逐次増し、 y_w が 2 m を上まわると $E_{a,sub}$ の増加割合は大きくなる。 $q=30\text{ t/m}^2$ では y_w がおおよそ 2 m になるまで土塊は理論上自立しており、 y_w が 2 m をこすと擁壁は土圧を受けはじめ、水面の上昇に伴って $E_{a,sub}$ は逐次大きくなるが $q=0$ および $q=10\text{ t/m}^2$ の $E_{a,sub}$ に比べその値は小さい。この場合も同様に $E_{a,sub}$ は水面勾配 β の影響が大きく、 β が 32° を上まわると E_a は急激に増大する傾向にある。また q が大きいほど $E_{a,sub}$ は小さく締固めの有効性が認められる。図13・11と図13・12ならびに表13・4と表13・5をそれぞれ対比してみると次のことが分かる。すなわち、地下水面がおおよそ 32° 以上の勾配になると $E_{a,sub}$ は急に増大する。増大の程度は締固め荷重 q が小さいほど大きい。なおこの場合、水面長が長くなっても水面勾配が同じであれば $E_{a,sub}$ はあまり大きくならない。

13.4 結 論

以上のように本章では、裏込め土に浸水のない場合ならびに土塊が浸透地下水面にそってすべる場合の両者に関する壁体土圧の解析法について述べ、あわせて種々の条件下における解析結果を示し考察を加えた。この結果によると浸水のない場合、壁体に作用する土圧はすべり面の形状を円弧とするよりも直線とした方が大きい。そしてその傾斜角はおおよそ 60° 程度である。浸透水のある場合は浸水に伴って土圧は大きくなり、水面が近似的に直線となるような場合には水面勾配は 32° を上まわると土圧は急激に増大する傾向にある。いずれにしても、締固め荷重が大きくなるほど土圧は小さく締固めの有効性が明確に分かった。

参 考 文 献

- 1) 福田護・中沢重一・小川敬次郎(1978)：浸水に伴う壁体土圧の一計算，土木学会第33回年次学術講演会概要集第3部，pp.583～584.
- 2) 土質工学会編(1965)：土質工学ハンドブック，土質工学会，pp.226～228.
- 3) N.Janbu(1957)：Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices, Proc. 4th. Int. Conf.on S.M.F.E., Vol. II, pp.207～210.

結 論

本論文においては、まさ土のような風化砂質土を材料とする盛土地盤の築造に関し、最も重要となる基本的な事項を追究しそれらの現場への適用法について種々論及した。すなわち前半（第1章～第7章）ではまず、この種の土の材料としての工学的特性を実験的に明らかにし、後半（第8章～第13章）は前半で得られた実験結果と、築造に際して実際に受ける地盤の応力履歴をもとに、地盤の沈下、斜面の安定性ならびに擁壁に加わる土圧に関する検討法を示した。得られた成果を要約すれば次のとおりである。

(1) この種の土の自然含水比 w_n は一般に30%以下であり、流動限界 w_{fl} が小さいもののほど w_n も小さい。花こう岩風化土(まさ土)では5～11%、せん緑岩・流紋岩系風化土では12～18%、安山岩系風化土では15～25%のことが多い(第2章, 表2・1)。

(2) 比重 G_s は、含有する有色鉱物の量によって若干の差異はあるが、一般に2.60～2.70の範囲にある。よって通常の計算には $G_s=2.65$ を採用してもほとんど誤差はないものと思われる。pH値は、通常酸性で4.0～6.0程度であり、強熱減量は7.0%以下でそのうち花こう岩風化土が最も低い(第2章, 表2・1)。

(3) この種の土を分類すると大部分のものは日本統一分類法で(S—M)、三角座標分類法によると砂、そして改訂PR法ではA—1～A—4となる(第2章, 図2・1)。

(4) JIS A 1210による最大乾燥密度 γ_{dmax} ならびに最適含水比 w_{opt} は土の種類によって差異があり、 w_{fl} が大きい土ほど γ_{dmax} は小となる(図3・1, 3・2)。花こう岩風化土は他の土に比べきわめてよく締固まるにもかかわらず、非水浸ならびに修正CBR値はともに低い(第3章, 図3・3)。

(5) 静的拘束圧縮試験において、不飽和状態で含水比を一定とすると、 $e \sim \log p$ 曲線は正規圧密状態のもとで直線となる。繰返し圧縮試験によると、先行荷重 p_0 は降伏荷重 p_y に一致し、除荷・再載荷による e の変化は無視できるほど小さい(第4章, 4・2～4・5, 4・7)。

(6) 正規圧密状態においてある載荷圧(γ_{ao})以上では、浸水を受けても土は圧縮ひずみを生じない。過圧密状態(ただし γ_{ao} 以下)では、浸水時の載荷圧が同じ大き

きであっても、浸水前に受けた先行圧が大なほど圧縮ひずみは小となる。しかし、浸水時の載荷圧が同じであれば、応力履歴条件に関係なく、浸水後の間隙比はほぼ同じ値を示すので、正規圧密土の試験のみで過圧密土の圧縮ひずみを推定することができる。このようなことから、先行圧と載荷圧を両対数紙上にとり、圧縮ひずみをパラメーターとすると、地盤の沈下量を算定するための図表を作成することができる（第5章，図5・8～5・12）。

(7) 直接せん断試験の結果によると、正規圧密土の破壊包絡線は原点を通る直線となり、最大せん断抵抗角 ϕ_d を得ることができる。過圧密土の破壊包絡線は上方に凸の曲線となり、垂直応力を一定とするとせん断強度は先行垂直応力が大きいほど大となり、過圧密効果が明確に認められる（第6章，図6・1～6・4）。

(8) 特殊せん断試験機を用い、一定の垂直力と一定のせん断力を加えて平衡状態にある不飽和土の浸水時におけるせん断抵抗の性状を見ると、[A][B][C]の3つのケースに分類される（図7・2）。[A]は浸水時水平変位を生じないケース。[B]はある水平変位を生じたのち静止するケース。[C]は浸水時完全に破壊するケース。いずれになるかは、加えられた先行垂直力、浸水時の垂直力ならびに浸水時のせん断力の相互の力関係による。そして、[A][B][C]3者のせん断強度を比較すると、2つの場合がある。1つは、ケース[A]と[B]の強度がほぼ等しく、ケース[C]の値が2者のそれよりも小さくなる場合で（図7・4，7・5）、他の1つは[A][B][C]3者の値がほぼ等しくなる場合である（図7・6）。いずれになるかは、ケース[C]の浸水時における土の体積減少の程度に関係があるものと思われる（第7章）。

(9) 構造物の構築による盛土地盤の沈下量は、この種の土の圧縮特性、すなわち正規圧密状態で $e \sim \log p$ 線が直線となること、および過圧密状態の範囲では載荷してもその変形が無視できるほど小さいことを利用し算定することができる（式9・4）。解析結果から締固め圧が大きいほど当然その沈下量は小さくなるが、十分に締固めるとかなりの重量構造物であっても直接基礎の形式で支持しうる地盤の築造も可能なことが明らかとなった（第9章）。

(10) 締固め不足の新設盛土地盤が、浸水を受けると沈下を生じる。この沈下量は、室内試験によって得られる応力履歴と圧縮ひずみの関係図表を用いることにより算

定することができる。一様に造成された地盤が浸水を受け、地表面まで地下水面が上昇するものと単純化し解析すると、地盤の圧縮ひずみ $\epsilon_v(\text{sub})$ の性状は [A] [B] [C] [D] の4つのタイプに分けられる。[A]は締固めが行われない場合で、地表面に近いほど $\epsilon_v(\text{sub})$ は大きく沈下量はきわめて大きい (図10・1 [A])。[B]は締固め荷重が小さい場合で、全過圧密領域と $\gamma_a > \gamma_{ao}$ の正規圧密領域において $\epsilon_v(\text{sub})$ を生じ、両領域の境界面で $\epsilon_v(\text{sub})$ は最大になる (図10・1 [B])。[C]は両領域の境界面付近で $\epsilon_v(\text{sub})$ を生じるが、地表面付近と $\gamma_a > \gamma_{ao}$ の正規圧密領域ではそれを生じない。この場合の沈下量は上記2者に比べ当然小さい。[D]は締固め荷重が大きく $\gamma_a > \gamma_{ao}$ となる場合で、地盤全体にわたって $\epsilon_v(\text{sub})$ を生じない (第10章, 図10・1 [D])。

(11) 盛土斜面の安定解析は、締固め時の応力状態 (図8・3) ならびに完成時の応力状態の両者を算定し、それに対応した応力状態の室内せん断試験値を用い、分割法で行うことができる。種々解析の結果、締固め荷重が大きくなるほど、盛土高さが小さくなるほど安全率は大となり、盛土高さが小さくなるほど締固め荷重の増加に伴う安全率の増加割合は大となることが明確に分かった (第11章, 図11・6)。

(12) 新設盛土斜面において、浸水時、上昇中の地下水面付近の土は土粒子が安定した状態になるまでの間、土のせん断強度は低下し、水面付近をすべり面とした塊状崩壊を生じることがある (図12・1)。この場合、その水面形状からすべり面を円弧あるいは直線に近似化させ、分割土塊の代表点を設定し、各点の応力状態に対応した条件で浸水せん断試験を行い、その結果を用いて安定解析を行うことができる (図12・2)。種々の解析結果から、締固め圧が大きいほど斜面の浸水時における安定性は増大し、施工時における締固めの重要性が強調される。斜面の締固めが不十分であると、容易に部分的な斜面先崩壊を起し、地下水面の上昇に伴って二次的、三次的な崩壊を生じることが判明した (第12章, 図12・6)。

(13) 擁壁に加わる土圧の解析は、裏込め土の締固め時の応力状態ならびに完成時の応力状態の両者を算定し、それに対応した応力状態の室内せん断試験値を用い、ヤングの式を応用して求めることができる。裏込め土に浸透水があり、土塊が上昇中の地下水面にそってすべる場合の壁体土圧は、土塊を分割し代表点を設定して各点の応力状態に対応した条件で浸水せん断試験を行い、その結果から求めることができる。

地下水面を近似的に直線とした解析結果によると、水面がある勾配を上まわれれば急激に大きくなることが認められた（第13章，図13・11，13・12）。

なお，本論文において盛土地盤の築造に関し種々論及したが，築造に際しポイントとなることは締固め圧の決め方である。この手順としては，盛土の設計条件と現場と同じ含水比で行った室内の試験結果（せん断試験・圧縮試験）をあわせ考え，設計上の締固め圧 q_{design} を決める。つぎに室内圧縮試験による $e \sim \log p$ 曲線を利用し q_{design} に対応する乾燥密度を求め，これを締固め時における設計上の乾燥密度 γ_{design} とする。そして現場において締固め時に測定された γ_a が γ_{design} より大きい場合，設計上の締固め圧 q_{design} よりも大きい締固め圧 q が得られているものとし締固め作業を始め，室内圧縮試験による $e \sim \log p$ 曲線を利用し γ_a に対応する p の値をもって現場における締固め圧（あるいは等価締固め圧）とすればよいものとする。他方，締固め圧を推定するための原位置試験法の開発や，また転圧機自体の接面圧に関する研究も今後より一層望まれるところである。

謝 辞

本論文は，京都大学教授工学博士松尾新一郎先生に永年にわたりご指導とご激励をいただいて行った一連の研究をまとめたもので，先生に衷心よりお礼申し上げます。また常に研究の便宜をはかっていただいた京都大学土木工学教室松尾研究室の関係者ならびに実験に協力して下さった大阪工業大学土木工学科の卒業生の方々に深く謝意を表します。

記 号

- c : 粘着力 (kg/cm^2)
- $d_{h(sub)}$: 浸水時の水平変位 (mm)
- E_a : 擁壁に加わる土圧 (t)
- $E_{a(sub)}$: 擁壁に加わる浸水時の土圧
- e : 間隙比
- F_s : 斜面の安全率
- $F_{s(sub)}$: 浸水時における斜面の安全率
- H_n : 正規圧密土の層厚 (m)
- H_p : 過圧密土の層厚 (m)
- ΔH : 載荷による盛土地盤の沈下量 (cm)
- ΔH_n : 載荷による正規圧密領域の沈下量 (cm)
- ΔH_p : 載荷による過圧密領域の沈下量 (cm)
- $\Delta H_{(sub)}$: 浸水による盛土地盤の沈下量 (cm)
- p : 載荷重または土かぶり圧 (kg/cm^2 , t/m^2)
- p_o : 先行荷重 (kg/cm^2)
- p_y : 降伏荷重 (kg/cm^2)
- q : 締固め荷重 (kg/cm^2 , t/m^2)
- s_f : せん断強度 (kg/cm^2)
- $s_{(n)f}$: 不飽和正規圧密土のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s_{(p)f}$: 不飽和過圧密土のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s'_{(n)f(A)}$: 正規圧密土の浸水に伴うケース[A]のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s'_{(n)f(B)}$: 正規圧密土の浸水に伴うケース[B]のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s'_{(n)f(C)}$: 正規圧密土の浸水に伴うケース[C]のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s'_{(p)f(A)}$: 過圧密度の浸水に伴うケース[A]のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s'_{(p)f(B)}$: 過圧密度の浸水に伴うケース[B]のせん断強度 (kg/cm^2)
- $s'_{(p)f(C)}$: 過圧密土の浸水に伴うケース[C]のせん断強度 (kg/cm^2)

- w : 含水比 (%)
- w_n : 自然含水比 (%)
- w_o : 初期含水比 (%)
- w_{fl} : 流動限界 (%)
- γ : 土の単位体積重量 (g/cm^3 , t/m^3)
- γ_d : 土の乾燥密度 (g/cm^3 , t/m^3)
- γ_{do} : 正規圧密土が浸水を受けても圧縮ひずみを生じない限界乾燥密度 (g/cm^3)
- $\epsilon_{v(sub)}$: 浸水によって生じる圧縮ひずみ (%)
- ϕ : 土の最大せん断抵抗角 (度)
- σ : 垂直応力 (kg/cm^2)
- σ_o : 先行垂直応力 (kg/cm^2)
- σ_c : 締固め時に作用する垂直応力 (kg/cm^2)
- σ_{vc} : 締固め時に作用する鉛直応力 (kg/cm^2)
- σ_{hc} : 締固め時に作用する水平応力 (kg/cm^2)
- τ : せん断応力 (kg/cm^2)
- τ_f : 破壊せん断応力 (kg/cm^2)

付 録

- 1． 堅固な傾斜地盤上に築造される盛土斜面の安定解析
- 2． がいすい上に築造される盛土斜面の安定解析
- 3． 直立切取面の限界高さ解析

1. 堅固な傾斜地盤上に築造される盛土斜面の安定解析

1) 解析法

解析は、図付・1に示すように半径Rの地盤に接する円弧DCと直線ADからなる複合すべりとし、分割法で行う。複合すべり面ADCに沿って生じるすべりに対する安全率を F_s とすれば、土塊(I)において円弧DC部分に対する抵抗モーメントは、分割片のすべり面長を l とすると、 $\sum_D^C R (s_f \cdot l / F_s)$ 、そして滑動モーメントは $\sum_D^C R \cdot W \sin \theta$ である。この両者の差が直線EDに作用する圧力として土塊(II)に伝えられたとする。作用点はEDの $\frac{1}{3}$ 点とするとその合力Pは、

$$P = \frac{R \sum_D^C W \sin \theta - R \sum_D^C (s_f \cdot l / F_s)}{a} \quad \dots\dots\dots (\text{付} \cdot 1)$$

ここに、 a は円弧の中心からPの作用点までの距離である。つぎに土塊(II)の部分で、すべりを起す力と抵抗する力を等しいとすると、

$$P + \sum_A^D W \sin \rho = \sum_A^D (s_f \cdot l / F_s) \quad \dots\dots\dots (\text{付} \cdot 2)$$

したがって、式(付・1)および式(付・2)からPを消去すれば安全率 F_s は、

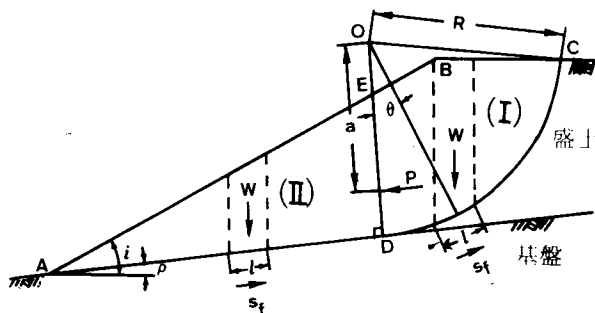


図 付・1 傾斜地盤上の盛土斜面の安定解析

$$F_s = \frac{a \sum_A^D s_f + R \sum_D^C s_f \cdot l}{a \sum_A^D W \sin \rho + R \sum_D^C W \sin \theta} \dots\dots\dots (\text{付} \cdot 3)$$

段切を設けない場合、A D面では締固めによるせん断強度の増加は、後述のように期待できないものとする（先行応力の大小に関係なく破壊包絡線は原点を通る直線とする）式(付・3)中 $a \sum_A^D s_f \cdot l$ は $a \sum_A^D W \cos \rho \cdot \tan \phi_g$ となり、したがって、

$$F_s = \frac{a \sum_A^D W \cos \rho \cdot \tan \phi_g + R \sum_D^C s_f \cdot l}{a \sum_A^D W \sin \rho + R \sum_D^C W \sin \theta} \dots\dots\dots (\text{付} \cdot 4)$$

ここに、 ϕ_g は段切を設けない場合の地山と盛土の接面における最大せん断抵抗角である。

2) 解 析 例

(1) 解析例

傾斜角 10° の堅固な地盤上に花こう岩風化土によって築造される盛土はHが10m、1割8分の斜面こう配、そして 30t/m^2 の q で一様に締固められるものとする。 w は9.4%でせん断試験および圧縮試験の結果はそれぞれ図6・1および図4・2に示したものである。 $q=30\text{t/m}^2$ に対応する γ は 1.63t/m^3 で、盛土は全域にわたり過圧密状態となる。 K_n の値は0.5とする。

a) 段切を設ける場合

すべり面の形状を図付・2にその計算結果を表付・1に示す。これによると式(付・3)中、

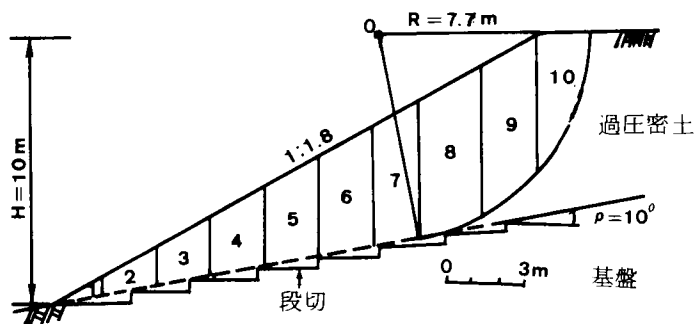


図 付・2 安定解析例 (傾斜地盤上の盛土, 段切のある場合)

表 付・1 安定解析例 (傾斜地盤上の盛土, 段切のある場合)

分割 番号	分割幅 (m)	W(t)	θ (度)	ℓ (m)	σ_o (t/m ²)	σ (t/m ²)	s_f (t/m ²)	$s_f \cdot \ell$ (t)	$W \sin \theta$ (t)	備 考
1	2.0	1.23	10	2.0	29.54	0.60	3.90	7.92	0.21	
2	2.0	3.70	10	2.0	29.54	1.79	5.00	10.15	0.64	
3	2.0	6.18	10	2.0	29.54	2.99	6.20	12.59	1.07	
4	2.0	8.65	10	2.0	29.54	4.19	7.00	14.21	1.50	
5	2.0	11.12	10	2.0	29.54	5.39	7.70	15.63	1.93	
6	2.0	13.60	10	2.0	29.54	6.59	8.20	16.65	2.36	
7	1.6	12.87	10	1.7	29.54	7.68	8.70	14.35	2.23	
8	2.0	18.10	20.8	2.1	28.10	7.81	8.70	18.61	6.43	
9	2.0	18.03	38.3	2.5	24.24	5.57	7.30	18.60	11.21	
10	2.0	12.38	68.8	5.6	16.94	0.80	3.10	17.22	11.55	

$$a \sum_A^D s_f \cdot l = a \sum_1^7 s_f \cdot l = 6.1 \text{ m} \times 91.5 \text{ t} = 558.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R \sum_D^C s_f \cdot l = R \sum_8^{10} s_f \cdot l = 7.7 \text{ m} \times 54.4 \text{ t} = 419.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$a \sum_A^D W \sin \rho = a \sum_1^7 W \sin \rho = 6.1 \text{ m} \times 9.9 \text{ t} = 60.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

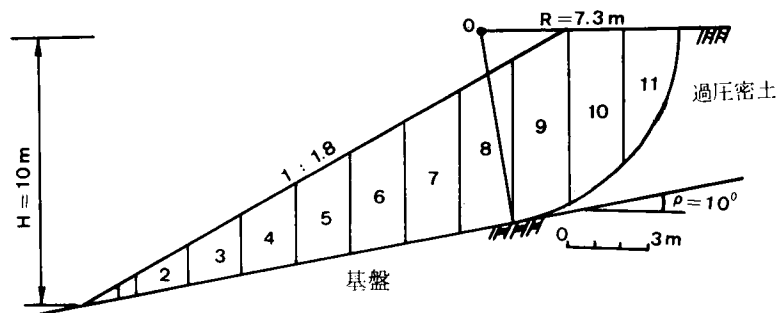
$$R \sum_D^C W \sin \theta = R \sum_8^{10} W \sin \theta = 7.7 \text{ m} \times 29.8 \text{ t} = 229.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となり，したがって安全率 F_s は次のとおりである。

$$F_s = \frac{a \sum_A^D s_f \cdot l + R \sum_D^C s_f \cdot l}{a \sum_A^D W \sin \rho + R \sum_D^C W \sin \theta} = \frac{977.3}{290.0} = 3.37$$

b) 段切りを設けない場合

すべり面の形状を図付・3に，その計算結果を表付・2に示す。ここでは地山と盛土の接面の ϕ_b を 19° としている。これによると式(付・4)中，



図付・3 安定解析例(傾斜地盤上の盛土，段切のない場合)

$$a \sum_A^D W \cos \rho \cdot \tan \phi_g = a \sum_1^8 W \cos \rho \cdot \tan \phi_g = 5.4 \text{ m} \times 27.3 \text{ t} = 147.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R \sum_D^C s_f \cdot l = R \sum_9^{11} s_f \cdot l = 7.3 \text{ m} \times 55.3 \text{ t} = 403.7 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$a \sum_A^D W \sin \rho = a \sum_1^8 W \sin \rho = 5.4 \text{ m} \times 13.7 \text{ t} = 74.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R \sum_D^C W \sin \theta = R \sum_9^{11} W \sin \theta = 7.3 \text{ m} \times 29.2 \text{ t} = 213.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となり、したがって安全 F_s は、

$$F_s = \frac{a \sum_A^D W \cos \rho \cdot \tan \phi_g + R \sum_D^C s_f \cdot l}{a \sum_A^D W \sin \rho + R \sum_D^C W \sin \theta} = \frac{551.1}{287.2} = 1.91$$

表 付・2 安定解析例（傾斜地盤上の盛土，段切のない場合）

分割 番号	分割幅 (m)	W(t)	θ (度)	ℓ (m)	σ_o (t/m ²)	σ (t/m ²)	s_f (t/m ²)	$s_f \cdot \ell$ (t)	Wsin θ (t)	備 考
1	2.0	1.24	10	2.0	—	0.60	0.22	0.43	0.22	
2	2.0	3.71	10	2.0	—	1.80	0.63	1.28	0.64	
3	2.0	6.18	10	2.0	—	3.00	1.05	2.14	1.07	
4	2.0	8.65	10	2.0	—	4.18	1.47	2.99	1.50	
5	2.0	11.13	10	2.0	—	5.40	1.89	3.84	1.93	
6	2.0	13.60	10	2.0	—	6.60	2.31	4.70	2.36	
7	2.0	16.07	10	2.0	—	7.79	2.73	5.55	2.79	
8	2.0	18.53	10	2.0	—	8.98	3.15	6.40	3.17	
9	2.0	20.76	18.5	2.1	28.48	9.33	9.30	19.62	6.60	
10	2.0	19.22	36.7	2.5	24.64	6.18	7.60	18.96	11.49	
11	2.0	12.02	68.2	5.4	17.07	0.83	3.10	16.70	11.16	

(2) 種々な条件における安全率

次のような条件を設定して w が 9.4% の花こう岩風化土を材料とし、傾斜地盤上に築造される盛土斜面の安定計算を行った。

- (a) 地盤の傾斜角 ρ : 段切を設ける場合は 10° , 20° , 段切を設けない場合は 10° , 15°
- (b) 盛土高さ H : 5, 10, 20m
- (c) 盛土斜面のこう配 : 1 割 8 分 (約 29°)
- (d) 締固め荷重 q : 10, 30, 50, 70, 100 t/m^2
- (e) K_n 値 : 0.5
- (f) せん断強度 s_r : 図 6・1 に示すとおり,

a) 段切を設ける場合

図 付・4 は ρ を 10° および 20° とし縦軸に q 横軸に H をとり、 F_s の等値線を描いたものである。図から分かるように ρ および H を一定とすると、 q が大なほど F_s も大となり締固め効果の顕著なことが分かる。また、 ρ が 10° と 20° の場合を比較すると、 q および H が同じであれば $\rho=10^\circ$ の F_s 値よりも 20° のそれが大となっている。

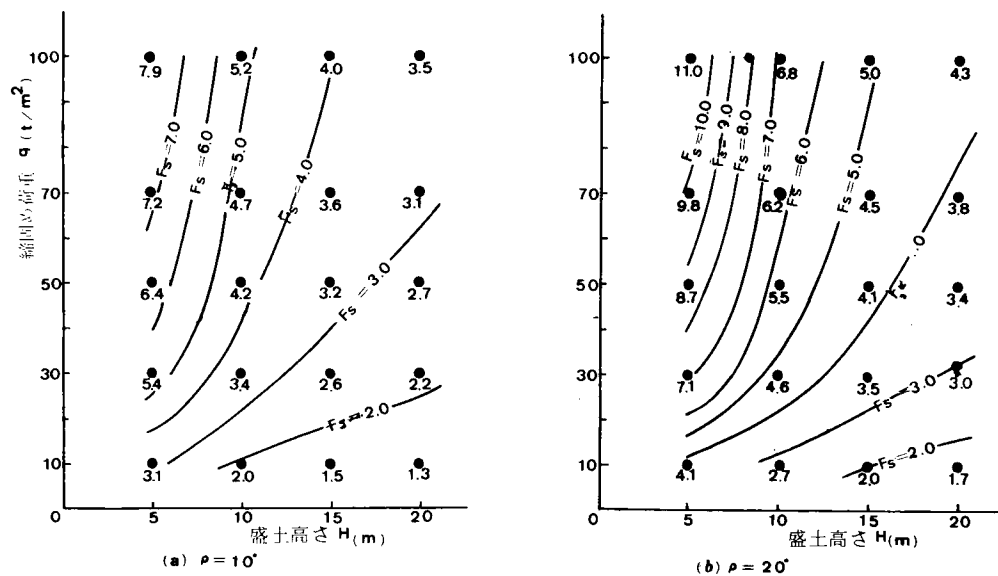


図 付・4 ρ , H および F_s 関係 (傾斜地盤上の盛土、段切のある場合)

b) 段切を設けない場合

解析にさきだち、地盤と盛土の接面における最大せん断抵抗に関する目安をうるため直接せん断試験機を用い、せん断面が二層の接面になるよう試料をセットし基礎的なせん断試験を行った。実験結果を表付・3に示す。表のように、通常の締固め程度では過圧密によるせん断強度の増加はほとんど期待することはできない。したがって、破壊包絡線は原点を通る直線とし二層接面の最大せん断抵抗角を ϕ_g とすると、想定されうる最小値の 19° と最大値の 29° の両者をここでは採用し安定解析を行うことにした。図付・5～付・6は ρ を 10° および 15° とし、縦軸に q 横軸に H をとり、上述の ϕ_g における F_s の等値線を描いたものである。各図から分かるように、 H を一定とする F_s 値はある値の q 以上になると変らなくなる。これは、臨界面が盛土と基盤の接面となり盛土を切らないこと、およびこの接面においては前述のとお

表 付・3 2層接面のせん断試験結果

基 材	正規圧密状態に おける角 ϕ_g (度)	応 力 履 歴 の 影 響	
		先行応力 $\sigma_o=5\text{kg/cm}^2$	先行応力 $\sigma_o=10\text{kg/cm}^2$
研磨した鉄板 (なめらかな岩盤)	19	×	×
ペースト仕上げのコンクリート (普通の岩盤)	25	×	△
モルタル仕上げのコンクリート (地山・粗い岩盤)	26	△	○
締固めたまさ土 (JIS A1210の突固め程度の地盤)	27	○	○

○影響を受ける △若干影響を受ける ×影響を受けない カッコは想定地盤

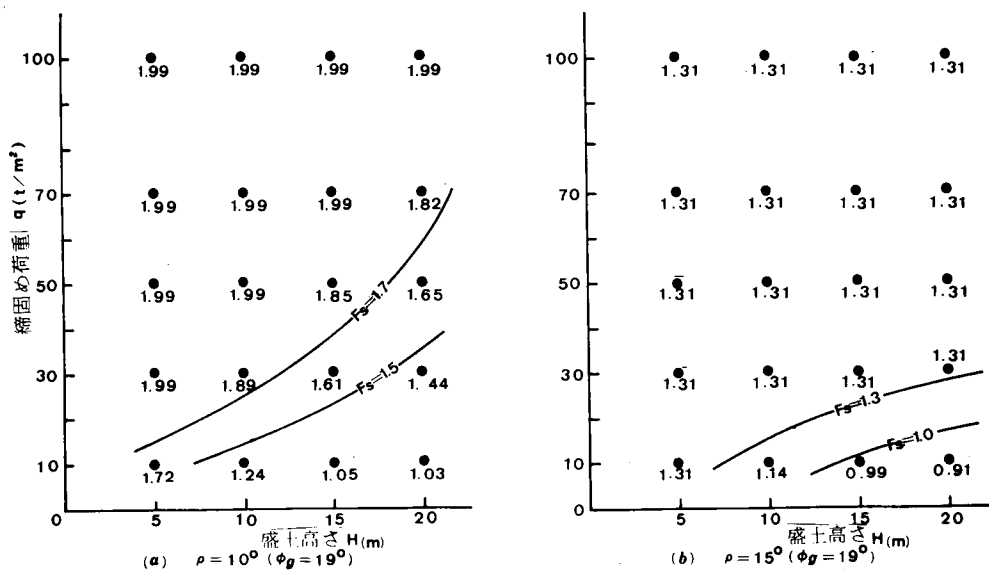


図 付・5 p 、 H および F_s の関係(傾斜地盤上の盛土、段切のない場合)

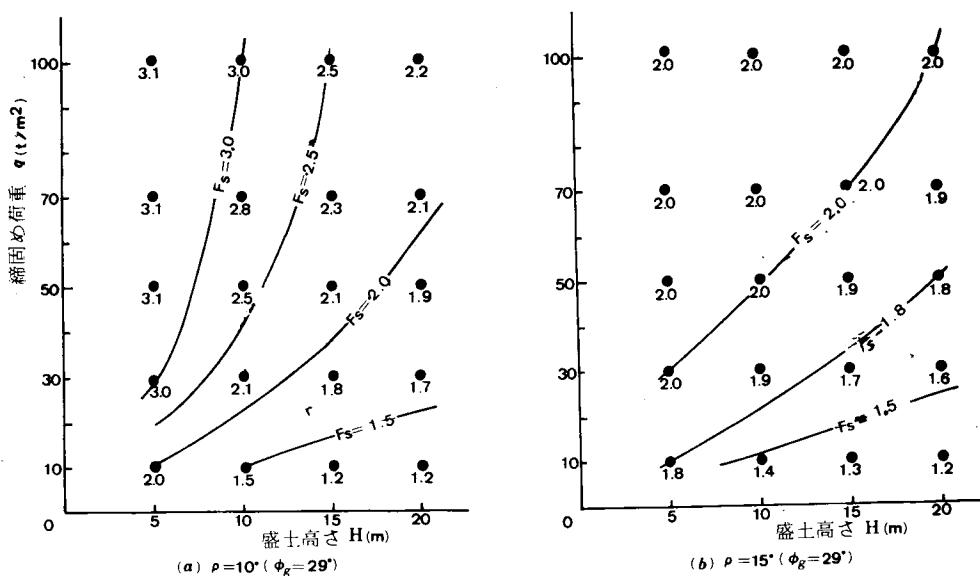


図 付・6 p 、 H および F_s の関係(傾斜地盤上の盛土、段切のない場合)

り締固めによるせん断強度の増加が見込めないことの両者によるものである。そして、段切を設ける場合とは逆に ρ が大になるほど F_s の値は小となる。また、図付・5と図付・6を対比してみると F_s の値は ϕ_g の差異、つまり基盤表面の状態に左右されることが分かる。

以上、堅固な傾斜地盤上に築造される盛土斜面の安定性に関して述べたが、「段切を設ける場合」と「段切を設けない場合」の両者の F_s 値を比較してみると、段切を設けることのきわめて有効なことが明確に分かる。

2. がいすい上に築造される盛土斜面の安定解析

1) 解 析 法

解析は図付・7のように円弧すべりとし、分割法で行う。盛土のせん断強度は、前述のとおり $s_f = f(\sigma, \sigma_0)$ として求める。他方、がいすい土はその生成過程つまり地山の土（岩片も含む）が崩れ落ちてたい積したままの土であるため、通常、正規圧密に近い状態にあるものと考えられることから、破壊包絡線は原点を通る直線とすると、そのせん断強度 s_f は、

$$s_f = \sigma \tan \phi_{al} \quad \text{----- (付・5)}$$

として表わされよう。ここにおいて、 ϕ_{al} はがいすい土の最大せん断抵抗角である。

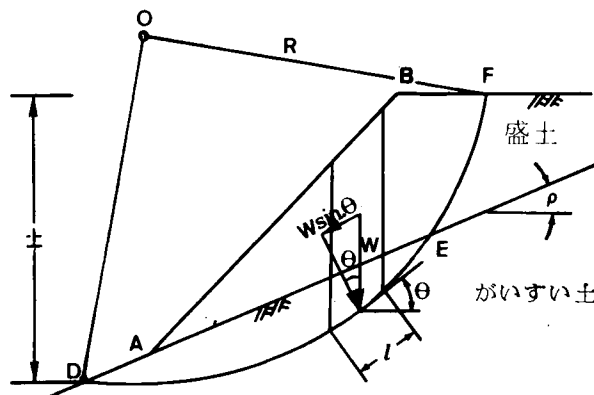
図付・7に示すように、円弧の中心点Oに関するすべり土塊の滑動モーメント M_D は、

$$M_D = R \sum W \sin \theta \quad \text{----- (付・6)}$$

また抵抗モーメント M_R は、

$$M_R = R (\sum W \cos \theta \cdot \tan \phi_{al} + \sum s_f \cdot l) \quad \text{----- (付・7)}$$

したがって安全率 F_s は、



図付・7 がいすい土上の盛土斜面の安定解析

$$F_s = \frac{\sum_D^E W \cos \theta \cdot \tan \phi_{at} + \sum_E^F s_f \cdot l}{\sum_D^F W \sin \theta} \quad (\text{付} \cdot 8)$$

となる。

2) 解 析 例

(1) 解析例

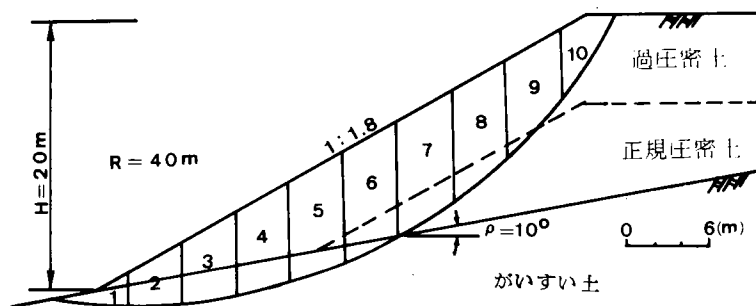
図付・8に示すように傾斜角 10° のがいすい上に花こう岩風化土によって築造される盛土は $H=20\text{m}$ ，斜面こう配は1割8分，そして 10t/m^2 の q で一様に締固められるものとする。 w は9.4%でせん断試験および圧縮試験の結果はそれぞれ図6・1および図4・2に示したものである。 $q=10\text{t/m}^2$ に対応する γ は 1.50t/m^3 で過圧密領域の厚さは，

$$H_p = \frac{q}{\gamma} = \frac{10\text{t/m}^2}{1.50\text{t/m}^3} = 6.67\text{m}$$

したがってこの盛土は図に示すとおり，正規圧密領域と過圧密領域からなる。 K_n 値は0.5とした。計算結果を表付・4に示す。

これによると土塊の滑動モーメント M_b は，

$$M_b = R \sum_1^{10} W \sin \theta = 40\text{m} \times 150.6\text{t} = 6024\text{t} \cdot \text{m}$$



図付・8 安定解析例(がいすい地盤上の盛土)

表 付・4 安定解析例（がいすい地盤上の盛土）

分 割 番 号	分割幅 (m)	W(t)	θ (度)	ℓ (m)	σ_o (t/m ²)	σ (t/m ²)	s_f (t/m ²)	$s_f \cdot \ell$ (t)	W sin θ (t)	備 考
1	4.0	9.11	-6.1	6.0	—	1.50	0.83	5.00	-0.97	
2	4.0	20.66	2.0	4.0	—	5.16	2.86	11.44	0.72	
3	4.0	32.02	8.4	4.0	—	7.84	4.34	17.55	4.68	
4	4.0	40.86	12.7	4.1	—	9.74	5.40	22.12	8.99	
5	4.0	47.08	20.0	4.3	—	10.40	5.77	24.56	16.10	
6	4.0	50.42	26.8	4.5	—	10.06	5.57	24.97	22.74	
7	4.0	50.42	31.7	4.7	8.62	9.13	5.06	23.79	26.49	
8	4.0	46.45	39.3	5.2	8.00	6.96	3.86	19.93	29.40	
9	4.0	37.13	47.3	5.9	7.30	4.27	3.40	20.06	27.29	
10	4.0	18.07	52.0	7.3	6.49	1.34	2.10	15.41	15.16	

また抵抗モーメント M_R は、

$$M_R = R \left(\sum_1^6 W \cos \theta \cdot \tan \phi_{tai} + \sum_7^{10} s_f \cdot \ell \right)$$

$$= 40(105.6t + 79.2t) = 7392t \cdot m$$

したがって安全率 F_s は式（付・8）より、

$$F_s = \frac{M_D}{M_R} = \frac{7392}{6024} = 1.23$$

となる。

（2） 種々な条件における安全率

次のような条件を設定して w が 9.4% の花こう岩風化土を材料とし、傾斜したがいすい上に築造される盛土斜面の安定計算を行った。

(a) がいすいの傾斜角 ρ : 10, 20°

(b) 盛土高さ H : 5, 10, 20m

(c) 盛土斜面のこう配 : 1 割 8 分 (約 29°)

(d) 締固め荷重 q : 10, 30, 100t/m²

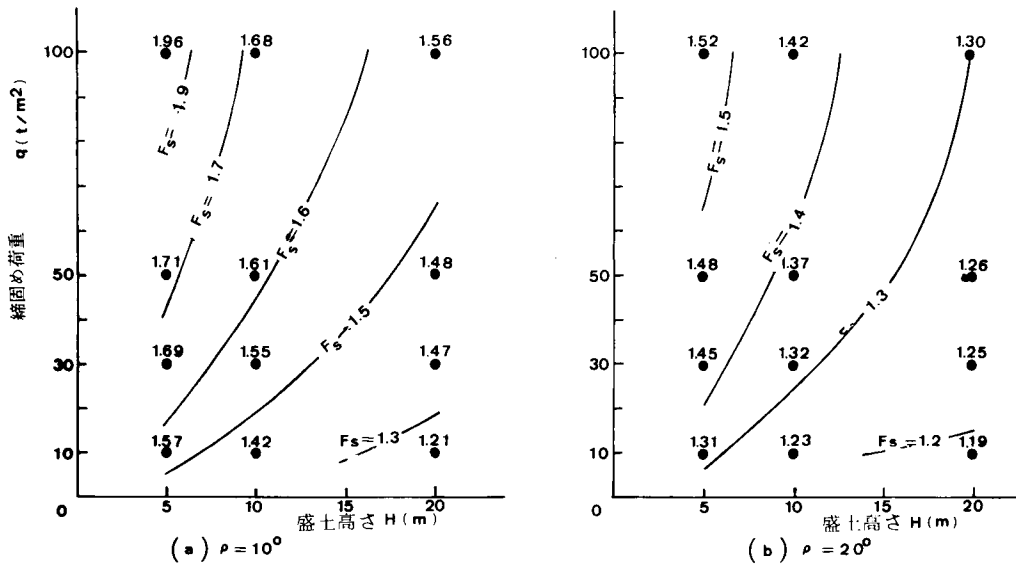


図 付・9 ρ 、 H および F_s の関係(がいきい地盤上の盛土)

(e) K_n の値: 0.5

(f) 盛土のせん断強度 s_f : 図6・1に示すとおり

(g) がいきい土の最大せん断抵抗角 ϕ_{tai} : 29° (盛土材と同種の土とし正規圧密土として取扱う)

図 付・9は、 ρ を 10° および 20° とし、縦軸に q 横軸に H をとり F_s の等値線を描いたものである。図に見られるように q が大なほど F_s も大となるが、しかし q の増加に伴う F_s の増加割合は、それほど大とはならない。また、 ρ が 10° と 20° の場合を比較すると、 q および H が同じであれば 20° の F_s は 10° のそれよりも小となっている。これは通常、 ρ が大になるほど臨界すべり面のがいきい部を切る割合が大になることによるものである。

3. 直立切取面の限界高さ解析

1) 解析法

(1) 第1法

図付・10に示すように傾斜角 θ (ただし $\theta > \phi_a$) の直線すべり面上ある幅 dx の微小体に作用する土圧 dE はヤンブー (Janbu, 1957) によると,

$$dE = (p + t) \tan \theta \cdot dx - \tau \cos^{-2} \theta \cdot dx \quad \text{----- (付・9)}$$

ここにおいて鉛直圧 $p = \gamma h$, 側方せん断力の変化 $t \doteq 0$ とすると,

$$dE = \gamma h \tan \theta \cdot dx - \tau \cos^{-2} \theta \cdot dx \quad \text{----- (付・10)}$$

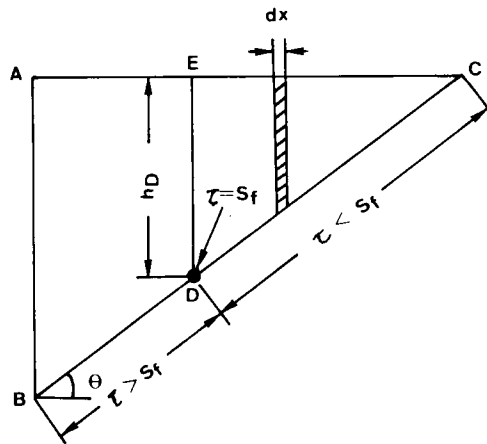
締固められた土塊 ABC においては CD 面で $\tau < s_f$ となり土塊 CDE は $dE = 0$ で自立する。そして土塊 $ABDE$ では DE 面でクラックを生じ BD 面にそってすべることになる。 ED 面のクラック高さを h_D とすると式 (付・10) は,

$$h_D = \frac{s_f}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \quad \text{----- (付・11)}$$

となる。

また垂直応力 σ はヤンブーによると,

$$\sigma = (p + t - u) - \tau \tan \theta \quad \text{----- (付・12)}$$



図付・10 第1法の限界高さ説明図

で表わされ、 $t \div 0$ 、 $p = \gamma h$ および間隙水圧 $u = 0$ とすると D 点では、

$$\sigma = \gamma h_D - s_f \tan \theta \quad \text{----- (付・13)}$$

となる。式 (付・13) に式 (付・11) を代入すると次の式が得られる。

$$\sigma = s_f \cdot \frac{1}{\tan \theta}$$

よって、

$$s_f = \sigma \tan \theta \quad \text{----- (付・14)}$$

となる。

また風化砂質土のせん断強度は第 6 章で述べたとおり、

$$s_f = f(\sigma, \sigma_0) \quad \text{----- (付・15)}$$

である。

したがって、クラックを生じる D 点における s_f は式 (付・14) ならびに式 (付・15) の両者の条件を同時に満足するものでなければならない。この s_f は次の重ね合せによる図解法によって求めることができる。すなわち、図 付・11 に示すように実験によって得られた σ 、 $\sigma_0 \sim s_f$ 線図上に $s_f = \sigma \tan \theta$ を描く。そして締固め荷重 q によって生じる σ_0 は式 (8・1) により求め、図のようにこの σ_0 (傾斜角 θ の直線すべり面では一定) を有する $s_f = f(\sigma, \sigma_0)$ 線と $s_f = \sigma \tan \theta$ 線の交点 (図中 A 点) を求める。この A 点における s_f 値が図中のクラックを生じる D 点の s_f 値に一致する。よ

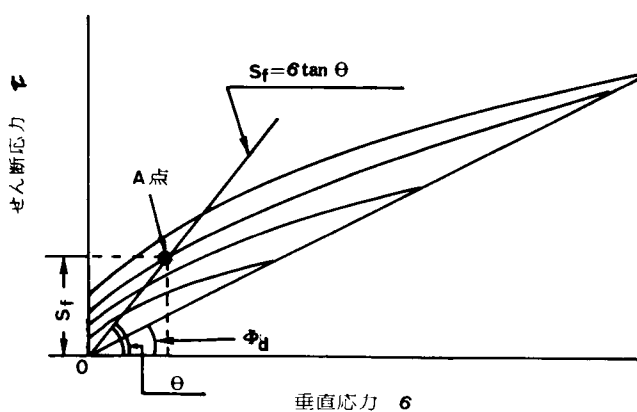


図 付・11 D 点におけるせん断強度の求め方

って直立切取面の限界高さ H_{cr} は、 θ を変化させ図解法で求めた s_f を式 (付・11) に入れ、 h_D の最小値をとればよい。

2) 第 2 法

図 付・12 に示すように傾斜角 θ の直線すべり面上の土塊を適当に分割し、各分割片の代表点 (図では $a_1 \sim a_5$) を設定する。分割片の各点における垂直応力 σ は、

$$\sigma = \gamma h \cos^2 \theta \quad \text{----- (付・16)}$$

そしてせん断応力 τ は、

$$\tau = \gamma h \sin \theta \cos \theta \quad \text{----- (付・17)}$$

であり、ここで h は分割片の代表点の高さである。

まず各分割片の代表点における τ を式 (付・10) によって求める。次に各代表点の締固め荷重 q により生じる σ_0 と σ をそれぞれ式 (8・1) および式 (付・16) を用いて算出し、この σ 、 σ_0 に対応する s_f 値を室内のせん断試験結果から直接求める。図 付・12 のように縦軸に s_f/τ 横軸に A 点からの距離をとり各代表点の s_f/τ を点記し、それらの点を結んだ曲線と $\tau/s_f = 1.0$ の交点 d が B C 面上の D 点となり、その点の

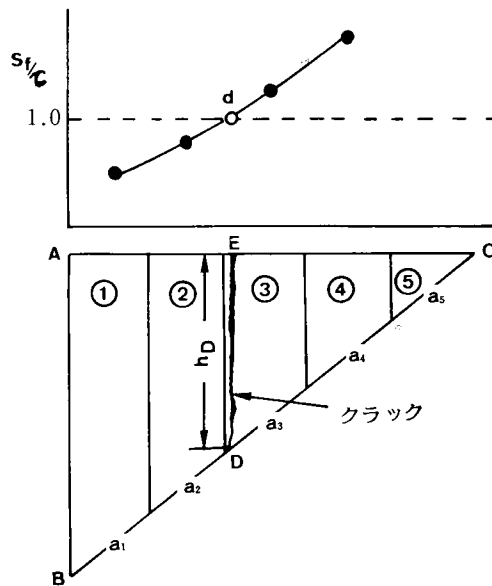


図 付・12 第2法の限界高さ説明図

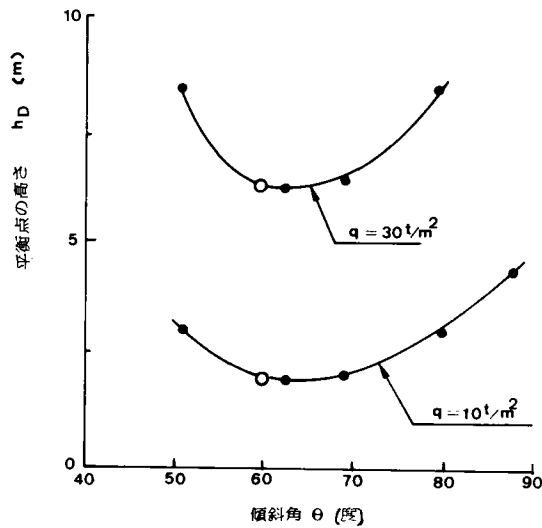


図 付・13 すべり面の傾斜角と土圧

鉛直高さが直立切取面の限界高さ H_{cr} となる。

なお、第1法および第2法のいずれによっても H_{cr} 値は同じになる。

2) 解 析 例

まさ土を例としてせん断強度は図4・2に示したものである。締固め荷重 q は 10 t/m^2 および 30 t/m^2 で、それぞれの q に対する乾燥密度 γ は図6・2に示す試験結果から 1.50 t/m^3 および 1.65 t/m^3 とした。 q をパラメーターとし、 h_D を縦軸に θ を横軸にとり3者の関係を図付・13に示す。図中白点の高さが限界高さ H_{cr} で、いずれの場合も θ はおよそ 60° となっている。図を見ると、 $q = 10 \text{ t/m}^2$ および 30 t/m^2 の H_{cr} はそれぞれ 2.1 m および 6.5 m で、 q が大きくなるほど H_{cr} も大になることが分かる。

資 料

1. 落下回数と粒度分布

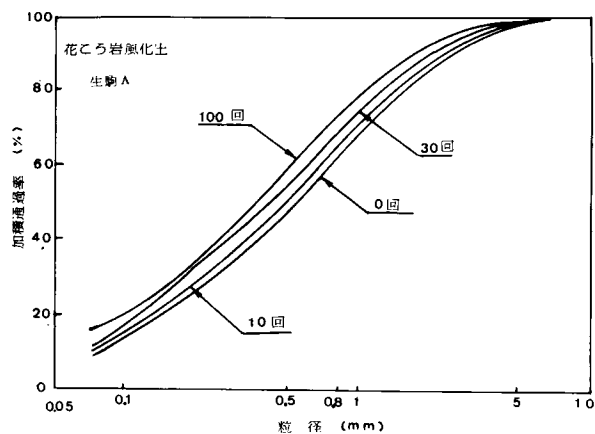


図 資・1 生駒 A

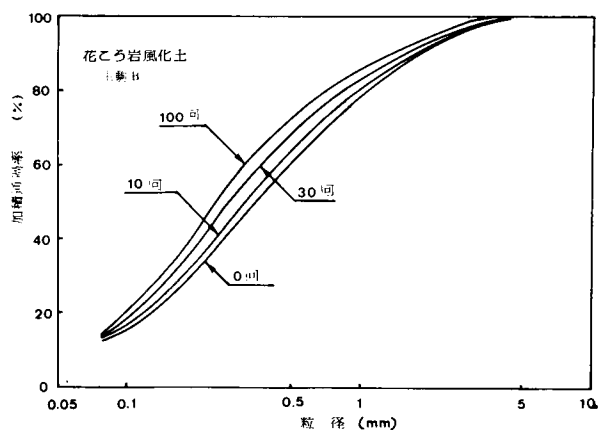


図 資・3 生駒 B

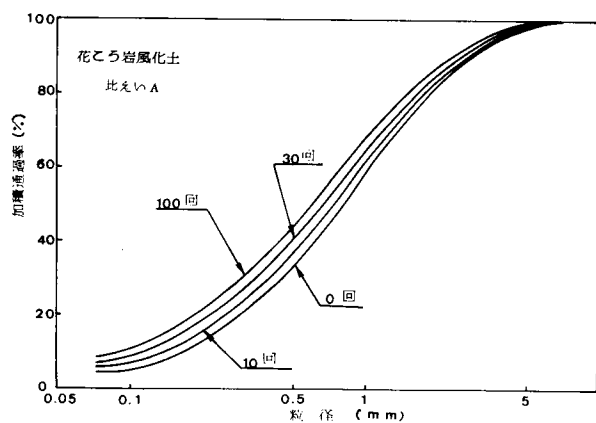


図 資・5 比えい A

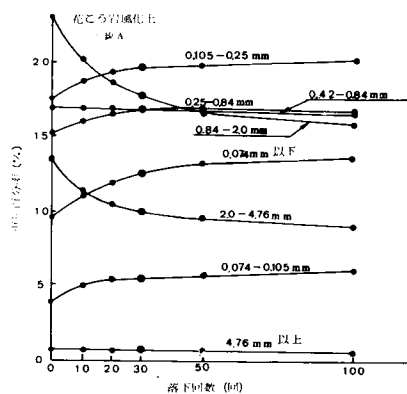


図 資・2 生駒 A

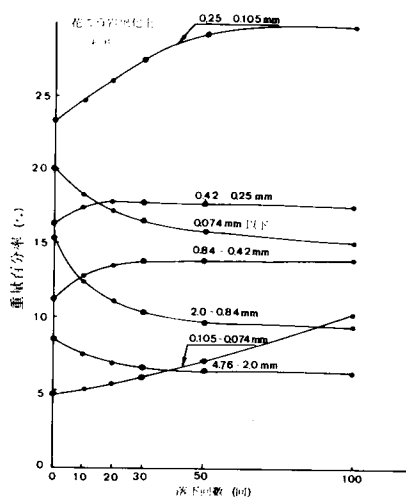


図 資・4 生駒 B

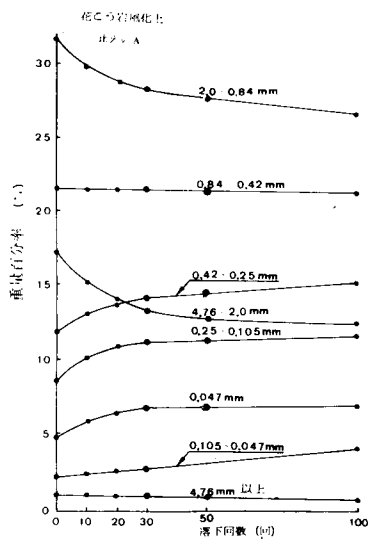


図 資・6 比えい A

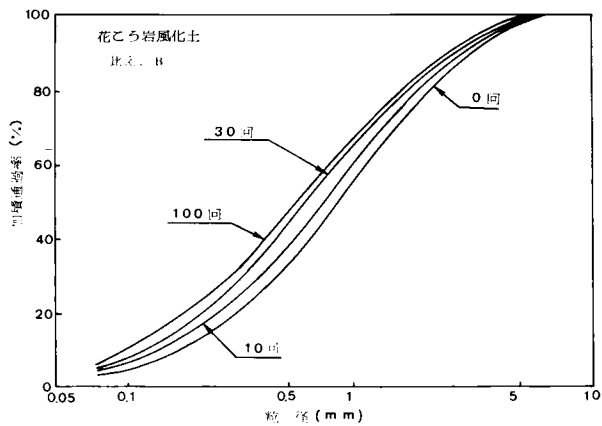


図 資・7 比えいB

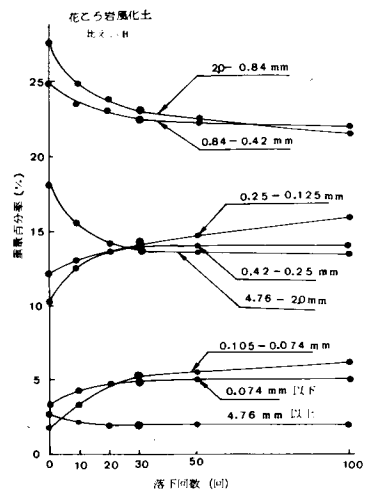


図 資・8 比えいB

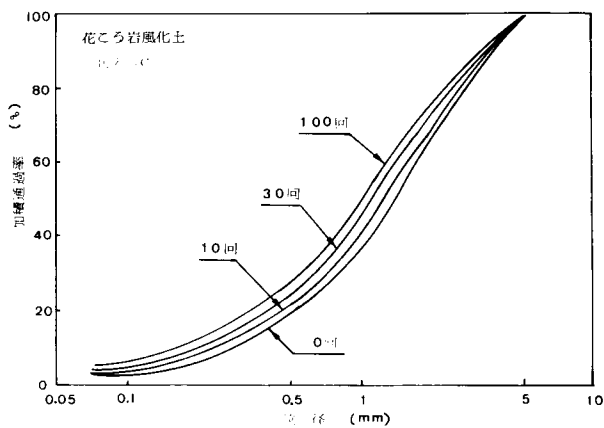


図 資・9 比えいC

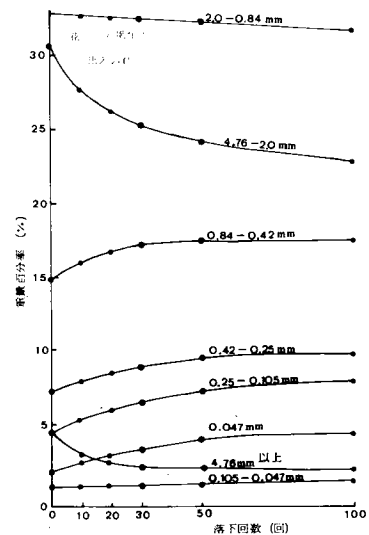


図 資・10 比えいC

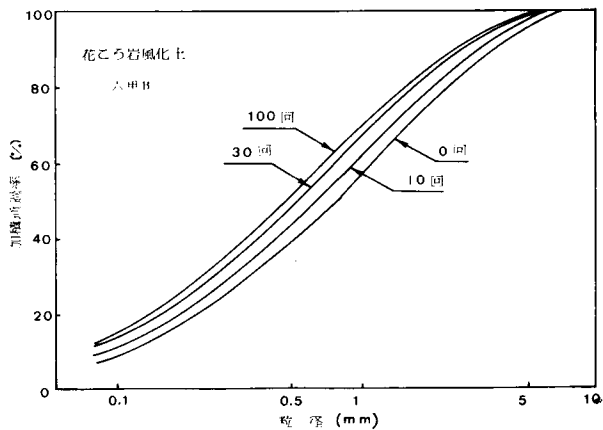


図 資・11 六甲B

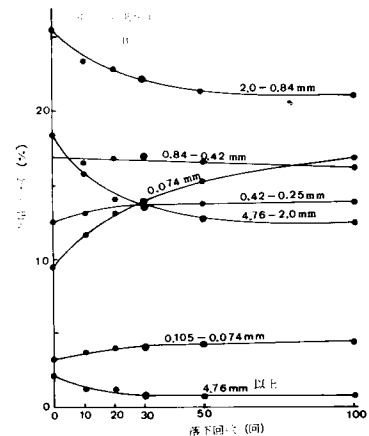


図 資・12 六甲B

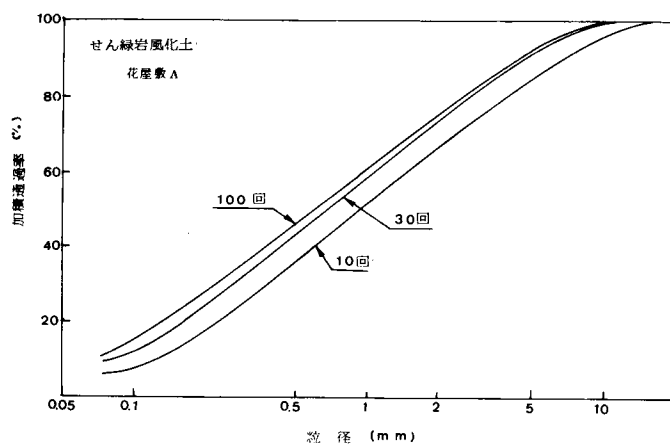


図 資・13 花屋敷A

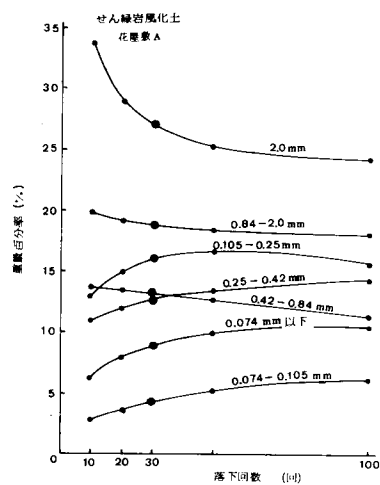


図 資・14 花屋敷A

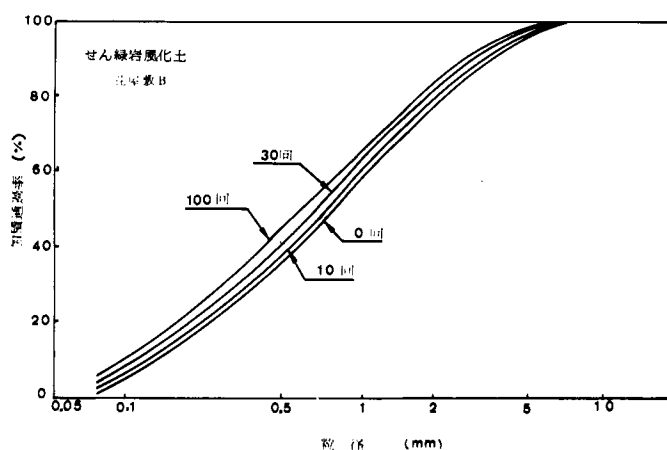


図 資・15 花屋敷B

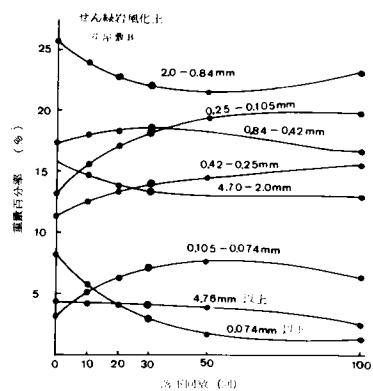


図 資・16 花屋敷B

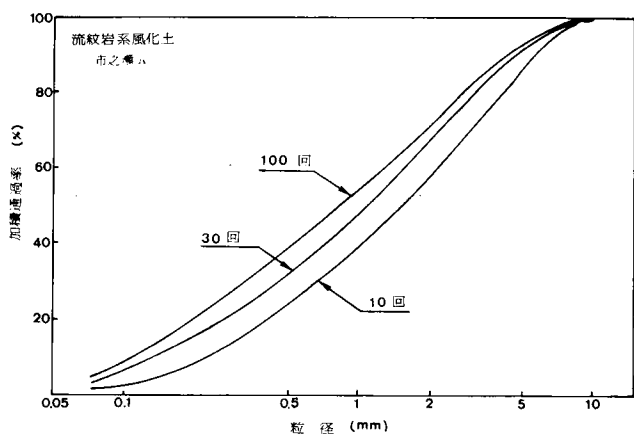


図 資・17 市之瀬 A

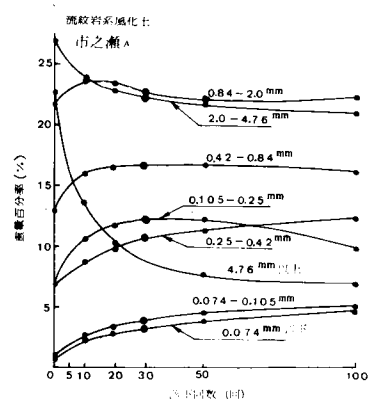


図 資・18 市之瀬 A

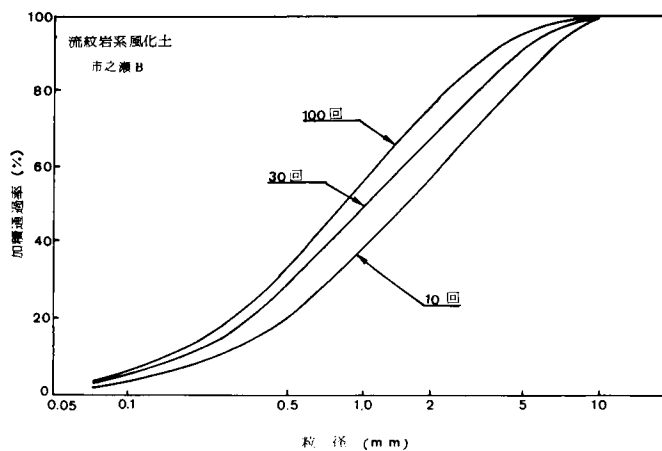


図 資・19 市之瀬B

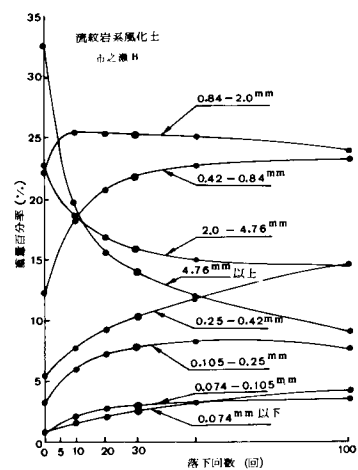


図 資・20 市之瀬B

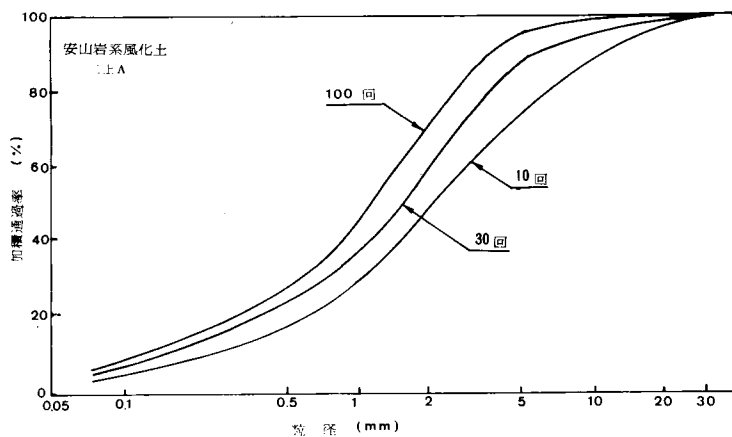


図 資・21 二上A

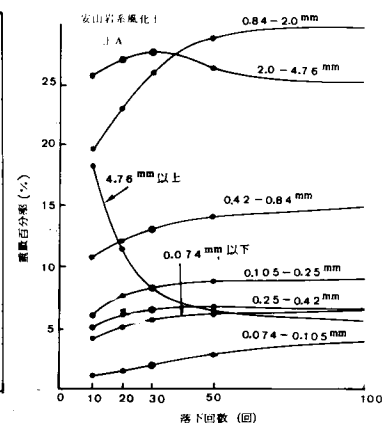


図 資・22 二上A

2. コンシステンシー試験(スランプ試験による)

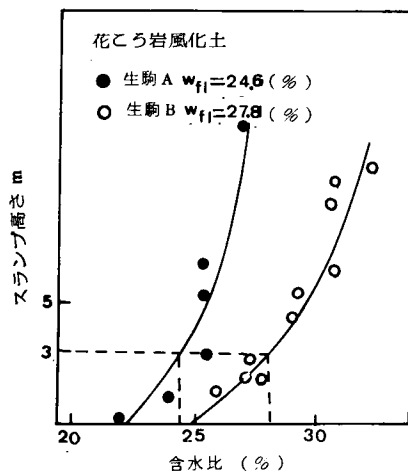


図 資・23 生駒山産

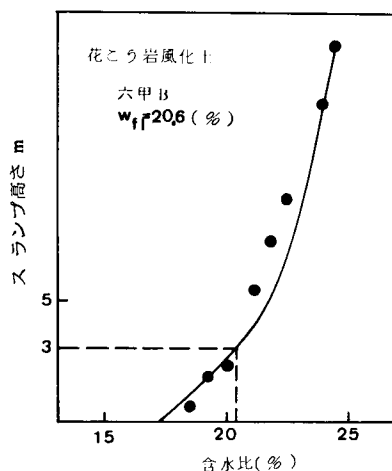


図 資・24 六甲山産

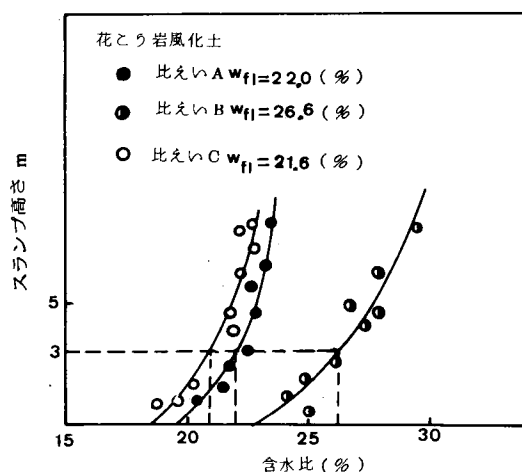


図 資・25 比えい山産

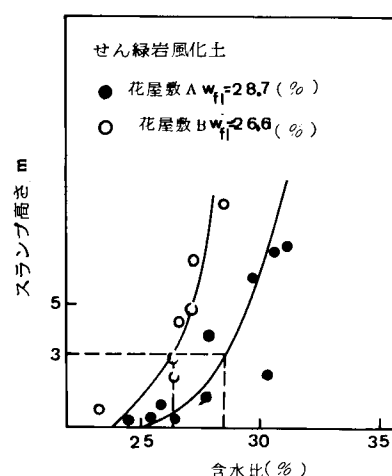


図 資・26 川西市産

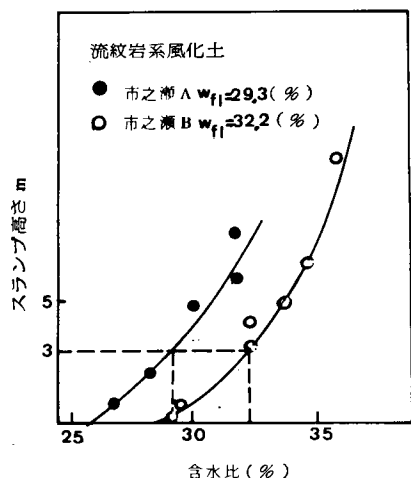


図 資・27 三田市産

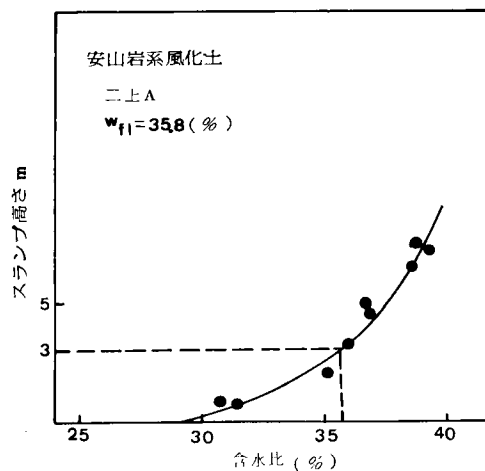


図 資・28 二上山産

スランプ試験写真（生駒B）



写真 資・1 スランプ0 cm
(w=24.5%)



写真 資・2 スランプ1.5cm
(w=25.9%)



写真 資・3 スランプ1.7cm
(w=26.5%)



写真 資・4 スランプ2.7cm
(w=28.1%)



写真 資・5 スランプ3.1cm
(w=28.0%)



写真 資・6 スランプ6.8cm
(w=29.2%)

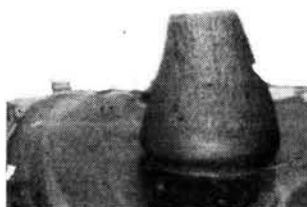


写真 資・7 スランプ6.6cm
(w=30.0%)



写真 資・8 スランプ10.0cm
(w=30.9%)



写真 資・9 スランプ13.5cm
(w=52.2%)

3. 突固め試験 (JIS A 1210)

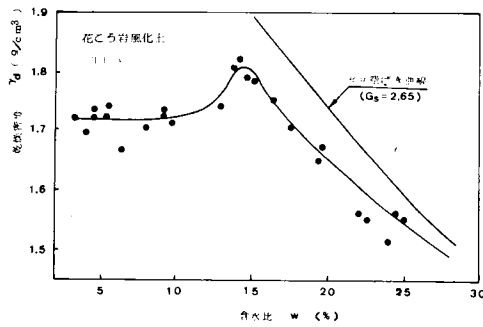


図 資・29 生駒 A

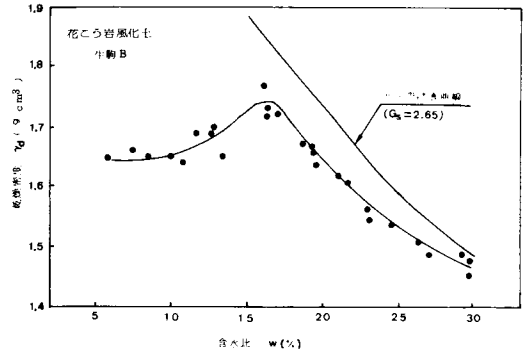


図 資・30 生駒 B

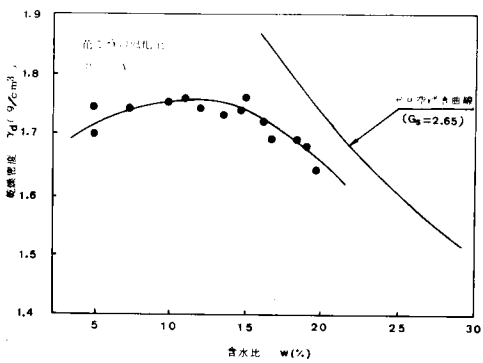


図 資・31 比えい A

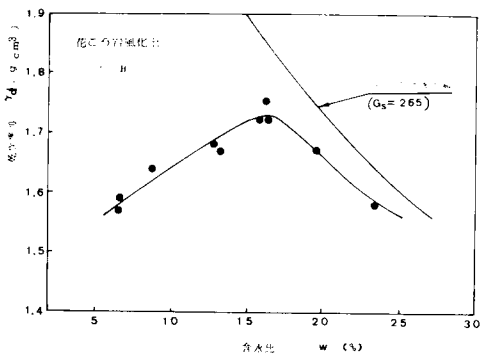


図 資・32 比えい B

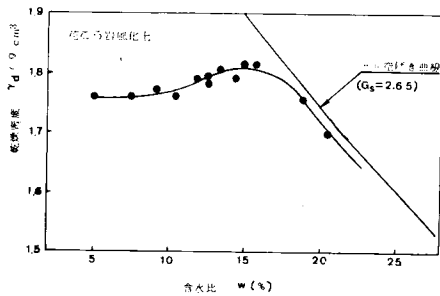


図 資・33 比えい C

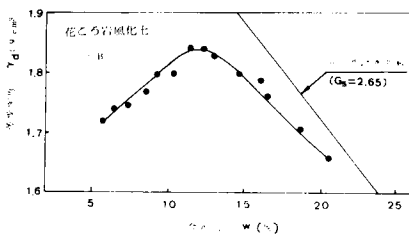


図 資・34 六甲 B

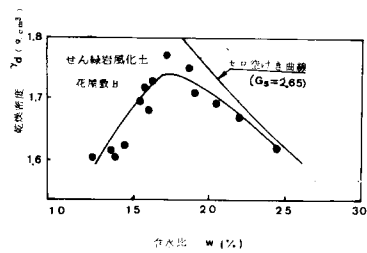


図 資・35 花屋敷 B

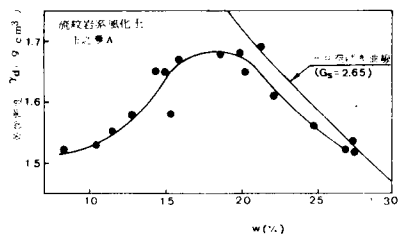


図 資・36 市之瀬 A

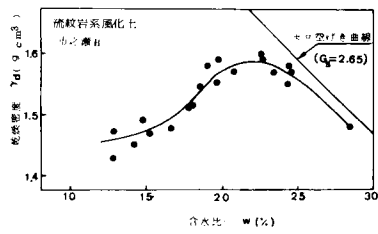


図 資・37 市之瀬B

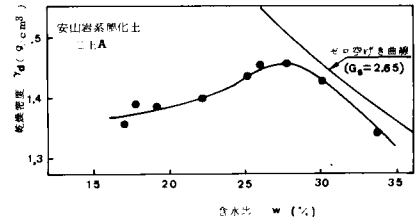


図 資・38 二上A

4. 非水浸CBR試験(JIS A 1210による)

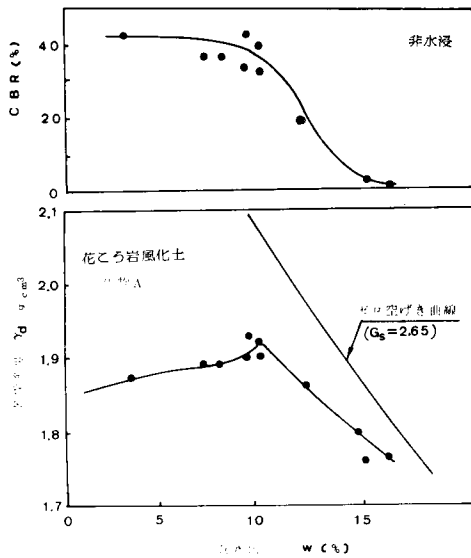


図 資・39 生駒A

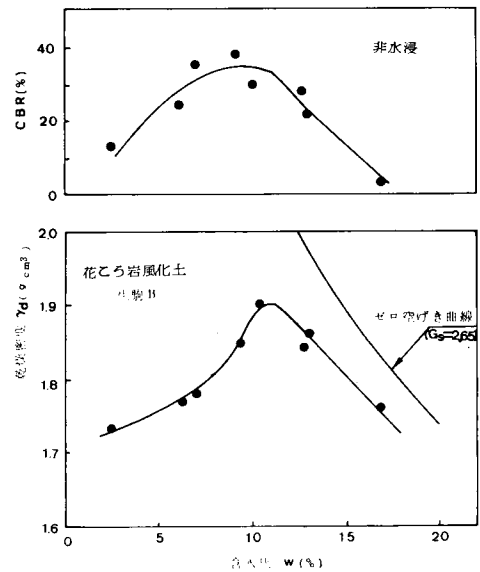


図 資・40 生駒B

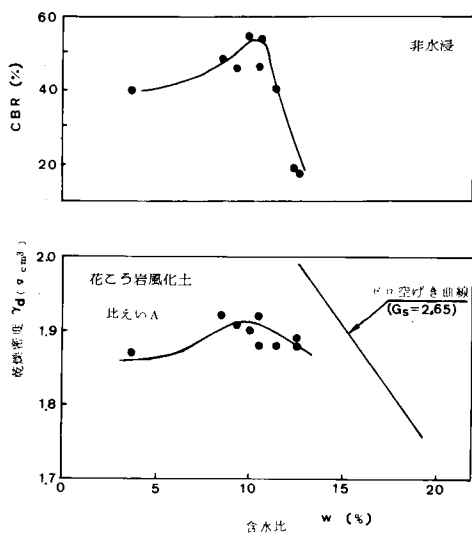


図 資・41 比えいA

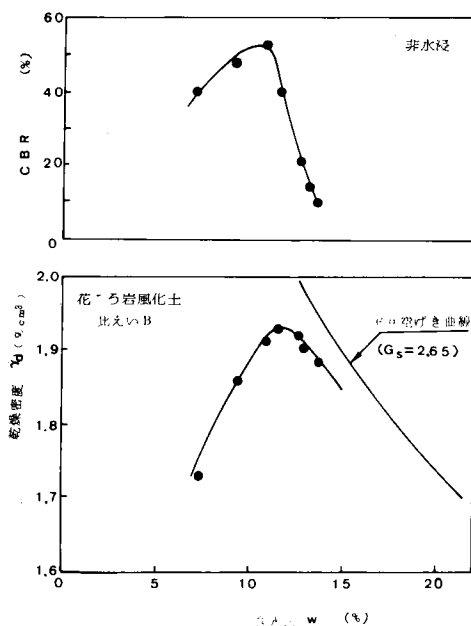


図 資・42 比えいB

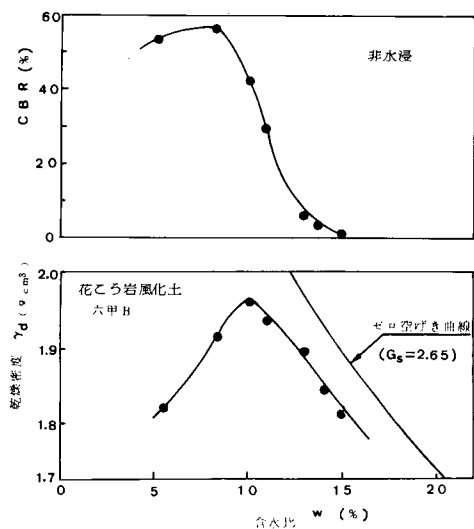


図 資・43 六甲B

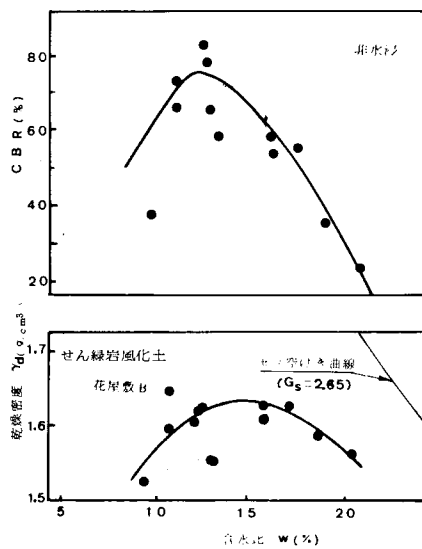


図 資・44 花屋敷B

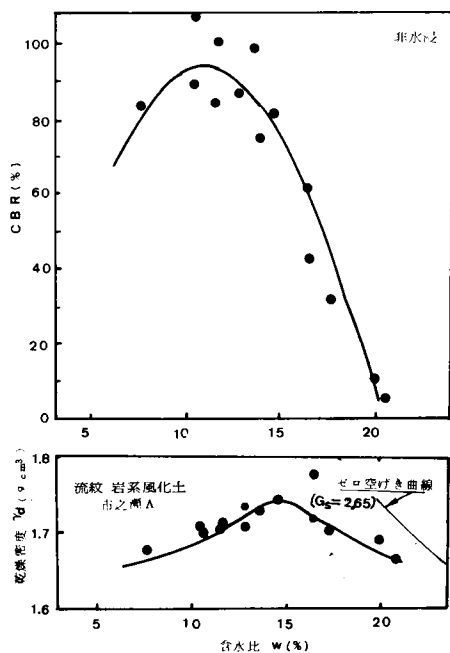


図 資・45 市之瀬A

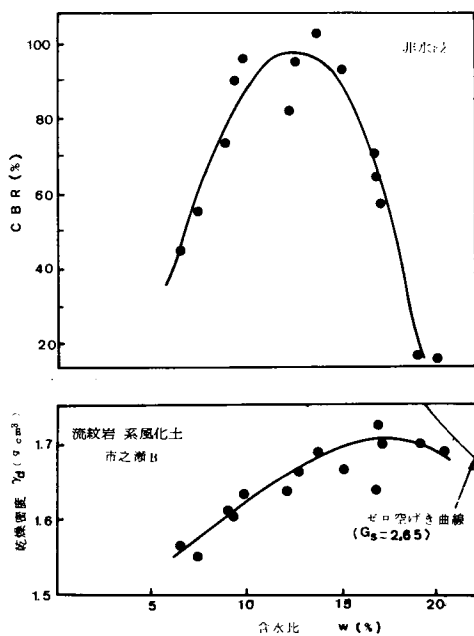


図 資・46 市之瀬B

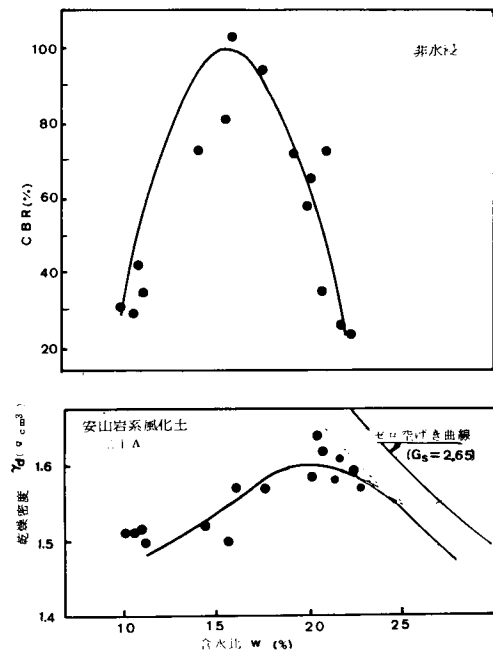


図 資・47 二上A

5. 水浸CBR試験(JIS A 1211による)

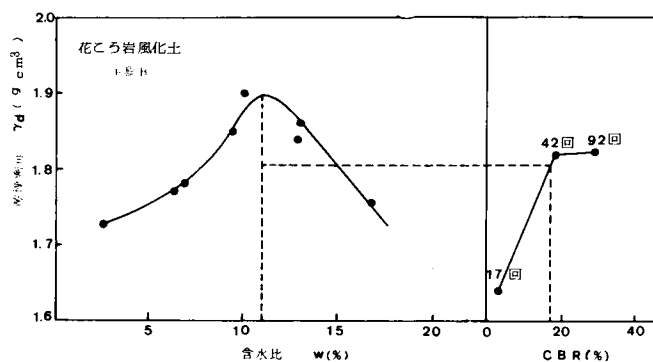


図 資・48 生駒B

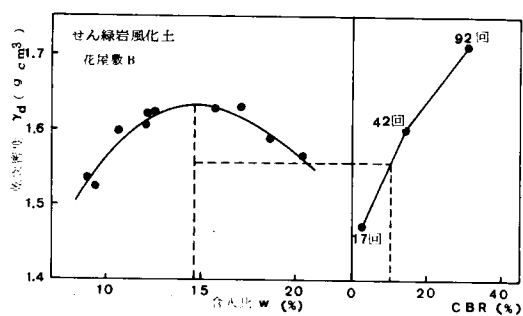


図 資・49 花屋敷B

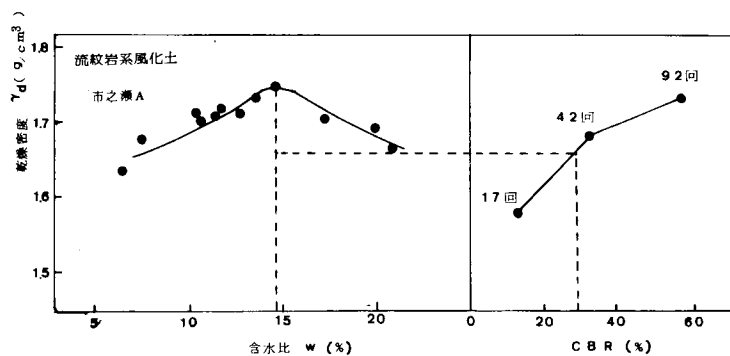


図 資・50 市之瀬A

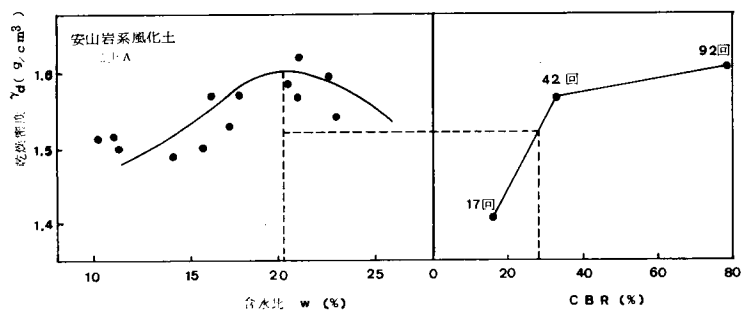


図 資・51 二上A

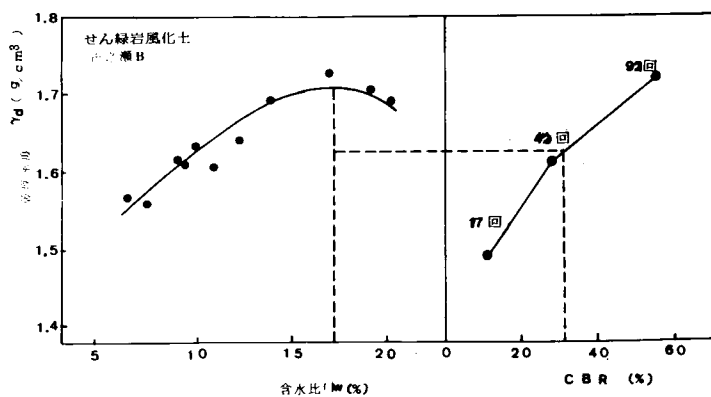


図 資・52 市之瀬B

6. 透水試験

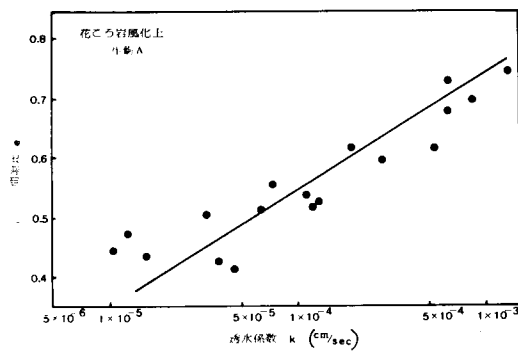


図 資・53 生駒A

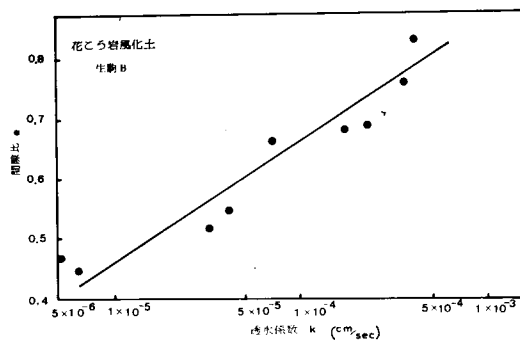


図 資・54 生駒B

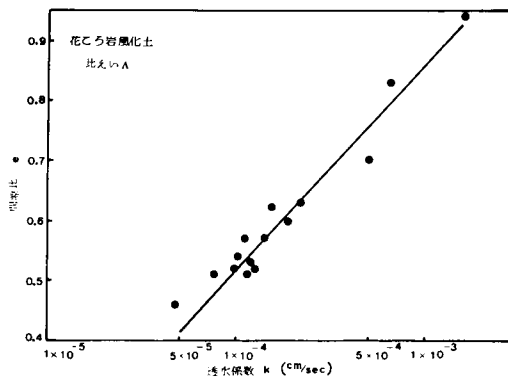


図 資・55 比えいA

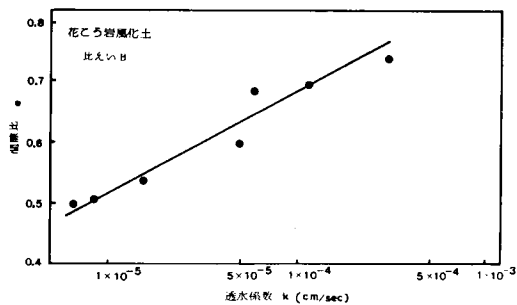


図 資・56 比えいB

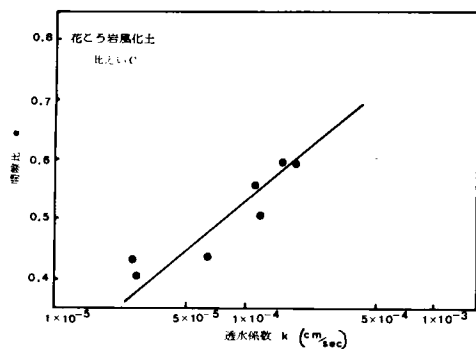


図 資・57 比えいC

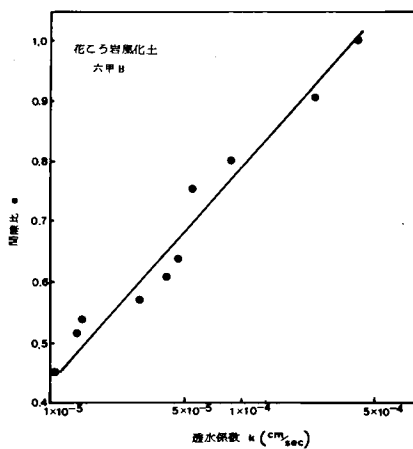


図 資・58 六甲B

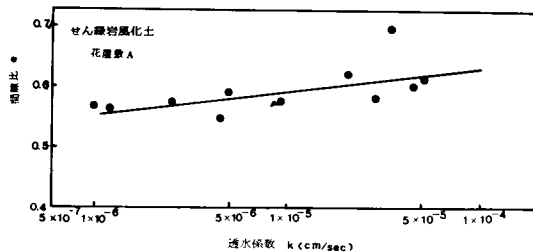


図 資・59 花屋敷A

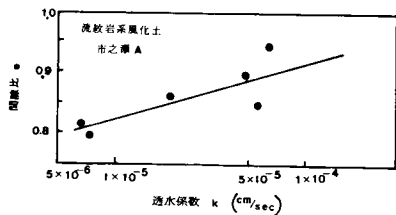


図 資・61 市之瀬A

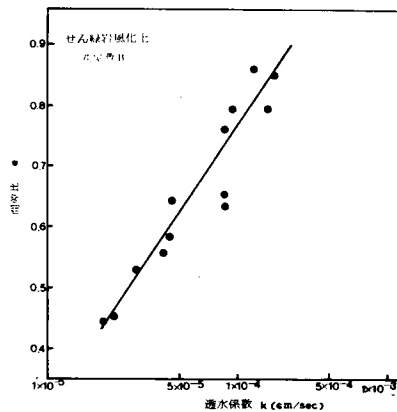


図 資・60 花屋敷B

7. 浸水試験

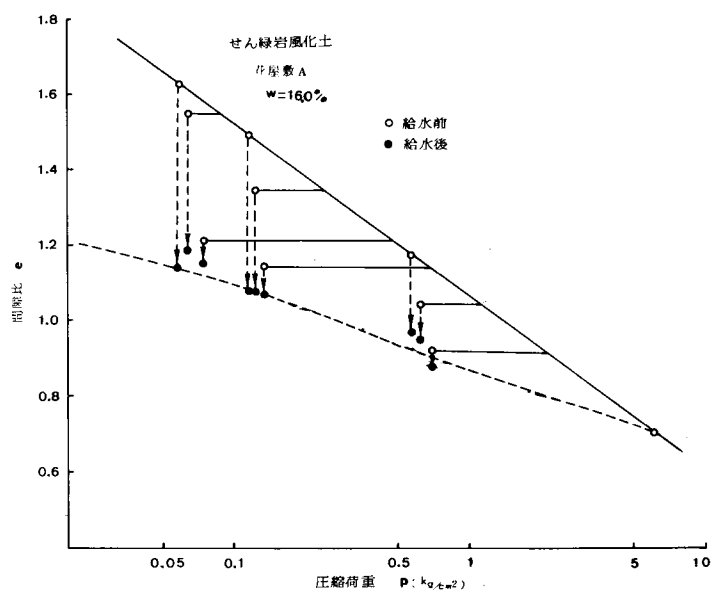


図 資・62 花屋敷A

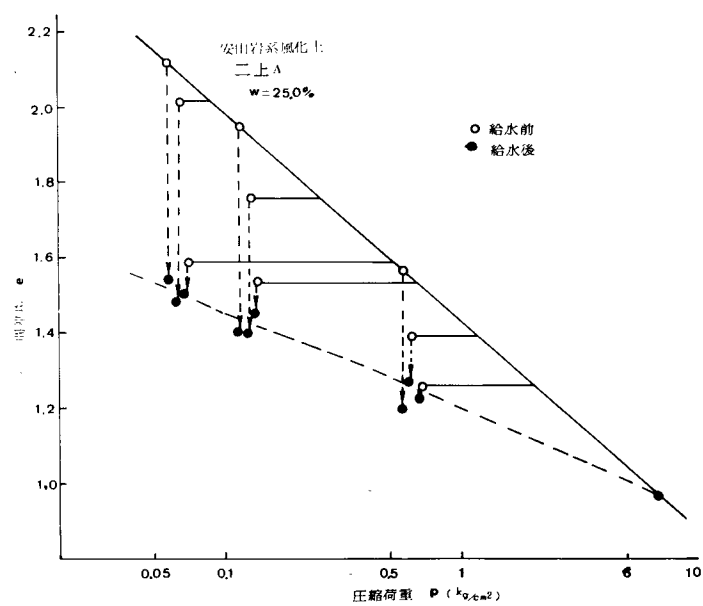


図 資・63 二上A

8. せん断試験

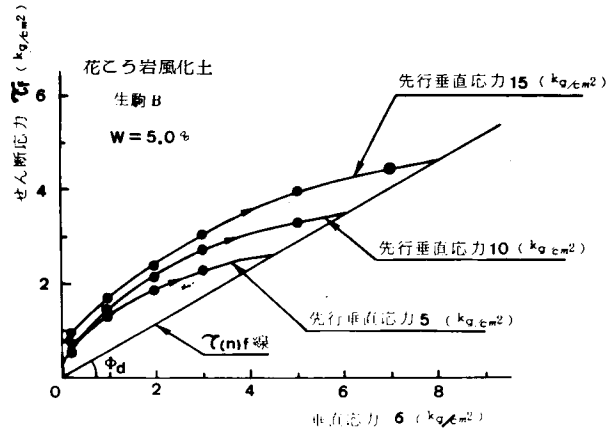


図 資・64 生駒B

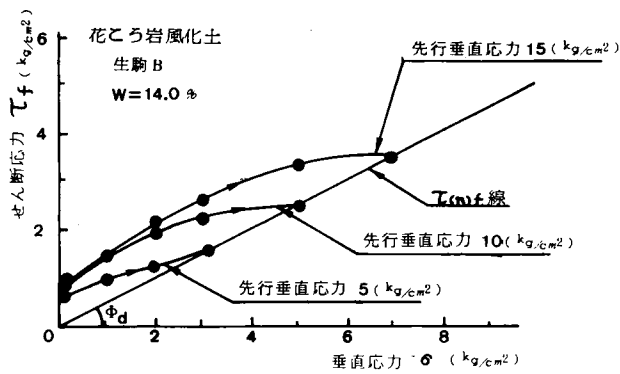


図 資・65 生駒B

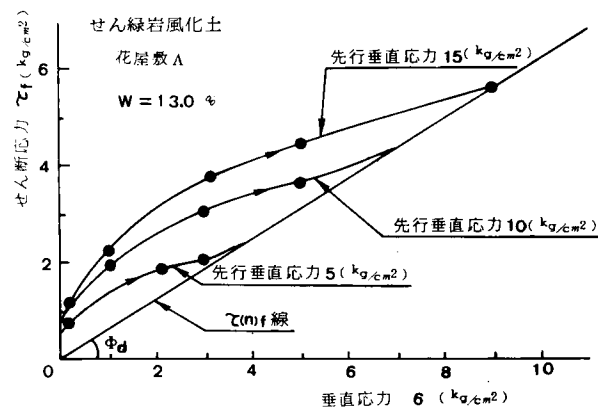


図 資・66 花屋敷A

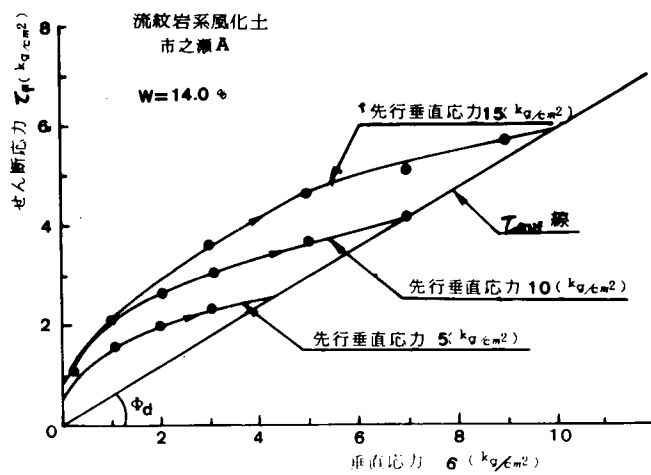


図 資・67 市之瀬A

9. 臨界面と安全率(斜面こう配1割5分)

花こう岩風化土

生駒B
 $W=10.0\%$
 $K_n=0.5$

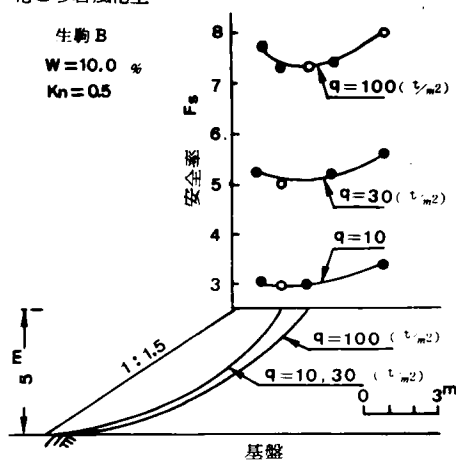


図 資・68 $H=5m$

花こう岩風化土

生駒B
 $W=10.0\%$
 $K_n=0.5$

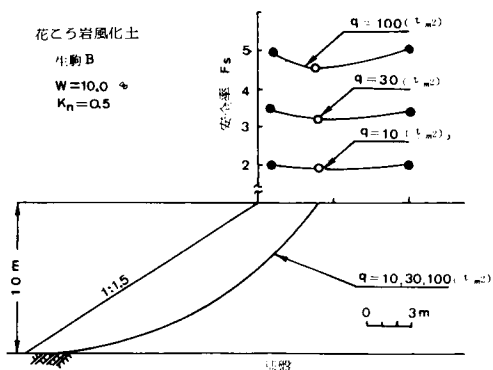


図 資・69 $H=10m$

花こう岩風化土

生駒B
 $W=10.0\%$
 $K_n=0.5$

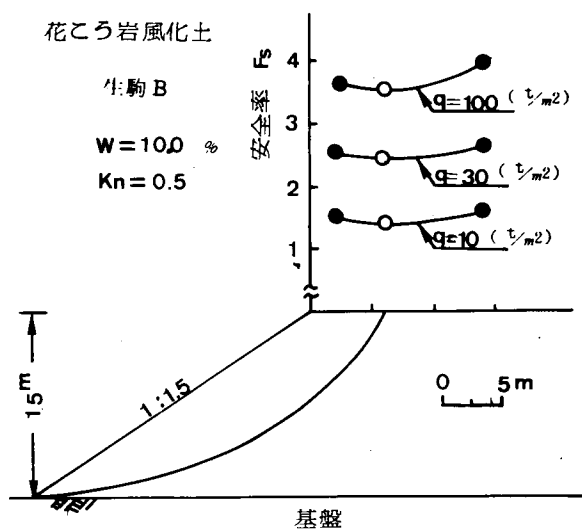


図 資・70 $H=15m$

10. すべり面と安全率

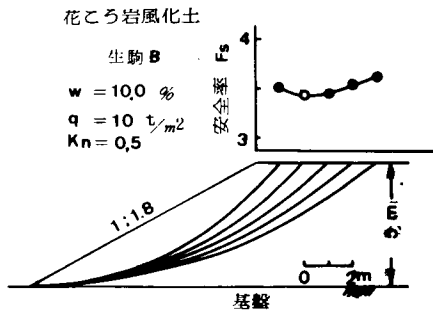


図 資・71 $q = 10 \text{ t/m}^2$

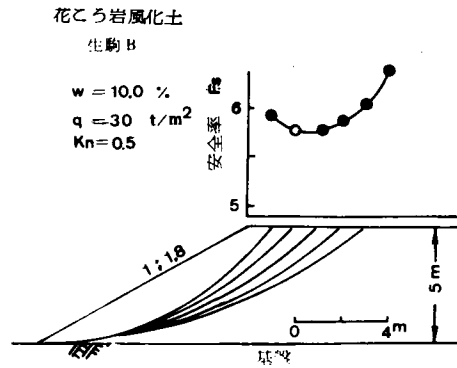


図 資・72 $q = 30 \text{ t/m}^2$

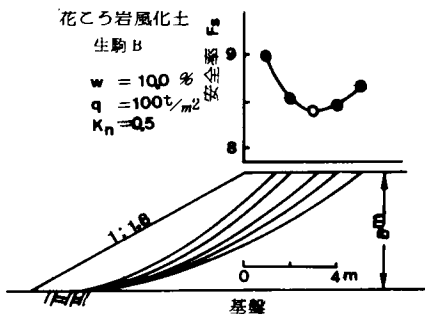


図 資・73 $q = 100 \text{ t/m}^2$

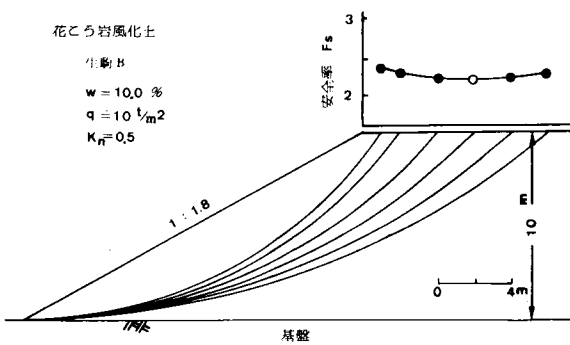


図 資・74 $q = 10 \text{ t/m}^2$

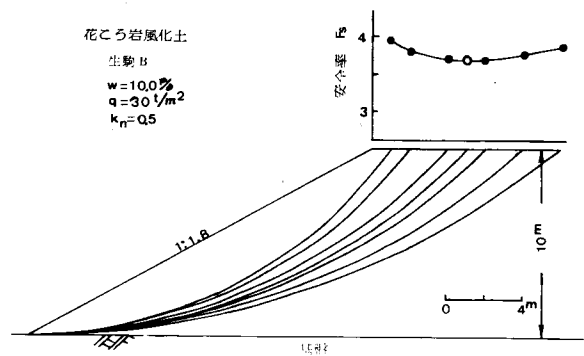


図 資・75 $q = 30 \text{ t/m}^2$

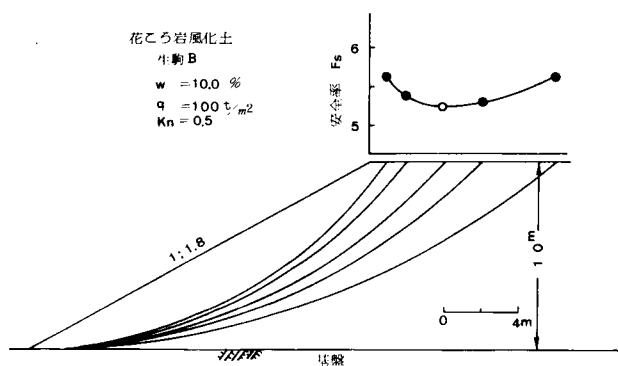


図 資・76 $q = 100 \text{ t/m}^2$

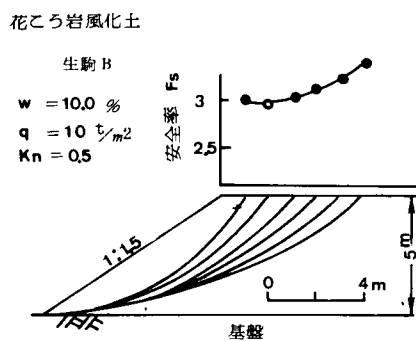


図 資・77 $q = 10 \text{ t/m}^2$

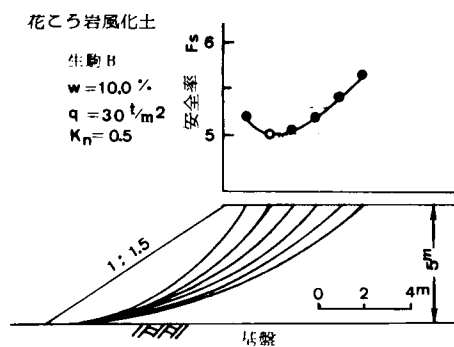


図 資・78 $q = 30 \text{ t/m}^2$

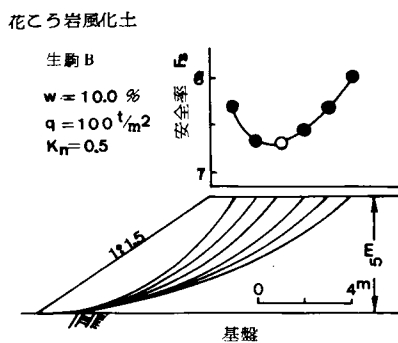


図 資・79 $q = 100 \text{ t/m}^2$

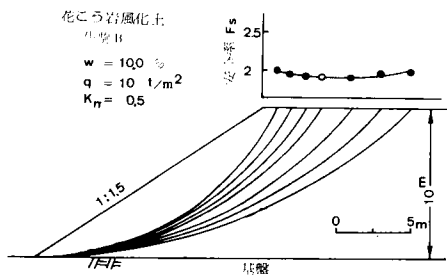


図 資・80 $q=10\text{t/m}^2$

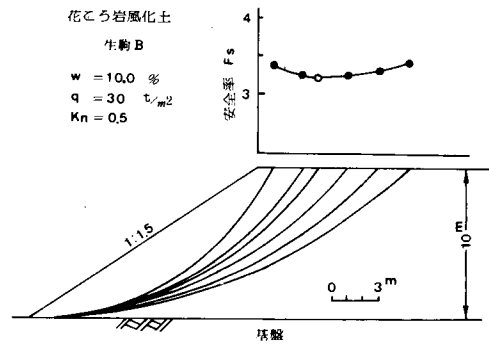


図 資・81 $q=30\text{t/m}^2$

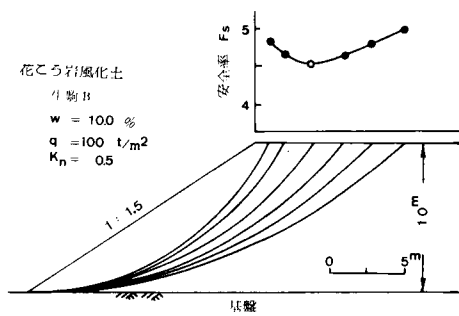


図 資・82 $q=100\text{t/m}^2$